

CARATERIZAÇÃO MECÂNICA EXPERIMENTAL E MODELAÇÃO NUMÉRICA DO COMPORTAMENTO ESTRUTURAL

IGREJA DE MANCELOS – UM CASO DE ESTUDO

DIOGO MAGALHÃES CORTE-REAL DE EÇA GUIMARÃES

Dissertação submetida para satisfação parcial dos requisitos do grau de
MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL — ESPECIALIZAÇÃO EM ESTRUTURAS

Orientador: Professor Doutor António José Coelho Dias Arêde

Coorientadores: Eng.^a Rachel Jardim Martini
Eng.^o Rui Manuel Soares Ferreira da Silva

JUNHO DE 2017

MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2016/2017

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446

✉ miec@fe.up.pt

Editado por

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

Fax +351-22-508 1440

✉ feup@fe.up.pt

🌐 <http://www.fe.up.pt>

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a *Mestrado Integrado em Engenharia Civil - 2015/2016 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2016*.

As opiniões e informações incluídas neste documento representam unicamente o ponto de vista do respetivo Autor, não podendo o Editor aceitar qualquer responsabilidade legal ou outra em relação a erros ou omissões que possam existir.

Este documento foi produzido a partir de versão eletrónica fornecida pelo respetivo Autor.

Aos meus pais e irmão

“As you think, so shall you be.”

Wayne W.Dyer

AGRADECIMENTOS

Em primeiro lugar, quero agradecer especialmente aos meus pais, por todo o apoio ao longo da minha vida e em especial nesta etapa, sem eles de certo que nada disto era possível. Obrigado por me terem proporcionado tudo o que sempre precisei.

Ao meu irmão Pedro, o meu grande companheiro e verdadeiro amigo, agradeço pela motivação especial ao longo deste semestre.

Um agradecimento especial ao meu orientador Professor António Arêde, por todos os conhecimentos e orientações transmitidas, bem como por todas as explicações e revisões na realização deste trabalho.

Aos meus coorientadores, Engenheira Rachel Martini e Engenheiro Rui Silva, por toda a disponibilidade, empenho e amizade demonstrada; possibilitaram que o trabalho fosse realizado da melhor forma possível.

Ao Engenheiro André Furtado por toda disponibilidade e boa disposição demonstrada, e em particular pela enorme paciência e dedicação na realização dos ensaios dinâmicos, como também por todos os conselhos transmitidos.

Ao Engenheiro Rúben Silva por toda a simpatia e colaboração prestada.

Aos meus verdadeiros amigos, com quem partilhei grandes experiências ao longo da vida (“La Famiglia”, Rita Lima e Alexandra Rei). Obrigado por toda a amizade e companheirismo constantes, em especial nos momentos mais difíceis, o vosso apoio foi fundamental.

A todos os meus colegas de curso, com os quais ao longo deste percurso criei uma amizade, todos vocês contribuíram e ajudaram para que concretizasse este objetivo. Agradeço em especial ao Diogo Ramos, companheiro de longa data, como também a vocês: Sandra, Cátia, Branco, Jorge, Celestino, Daniel, Diogo Oliveira, Ana, Manuel, Gonçalo, Marcos.

Desejo-vos a todos o maior sucesso, tanto a nível pessoal, como profissional.

RESUMO

Os sismos representam uma grande parte dos desastres naturais envolvendo, com regularidade, grandes impactos no edificado construído e causando, por vezes, perdas económicas e sociais consideráveis. Devido ao risco associado a estes, e com base nos inúmeros registos históricos que dão conta da destruição por eles causada surgiu a necessidade de estudar de forma aprofundada o comportamento dinâmico dos edifícios.

A construção em alvenaria é um dos métodos de construção mais antigos utilizados pelo Homem. Em Portugal, e à semelhança do que se verifica em outros países mediterrâneos, existe um elevado número de construções deste tipo, que se constituem como uma fatia importante do património edificado.

Quando solicitadas por ações sísmicas, o comportamento das estruturas de alvenaria de pedra é bastante deficiente. Tal facto fica a dever-se a inúmeros fatores, podendo destacar-se a heterogeneidade material ou a insuficiente resistência a forças de corte, como alguns deles. Com o intuito de preservar o património construído, pois muitos destes edifícios representam um valor cultural e arquitetónico incalculável revela-se, deste modo, necessário estudar o comportamento destas estruturas.

Na presente dissertação procurar-se-á descrever todo o trabalho de caracterização geométrica e levantamento de patologias realizado numa igreja românica, servindo este trabalho como base para a construção de um modelo tridimensional utilizando o programa ANSYS, com elementos de casca representando a estrutura na sua totalidade.

O referido modelo será calibrado com base nos resultados dos ensaios de vibração ambiental e ensaios não destrutivos de caracterização material, permitindo uma posterior simulação e análise da estrutura face a uma ação do tipo sísmica.

PALAVRAS-CHAVE: Alvenaria de pedra; Caracterização mecânica e de danos; Ensaio de campo; Modelação numérica; Comportamento sísmico.

ABSTRACT

Earthquakes represent a large part of natural disasters that regularly involve massive impacts on the built environment and often cause considerable economic and social losses. Due to the risk associated with these, and based on the numerous historical records that account for the destruction caused, a need to study the dynamic behavior in depth of buildings has arose.

Masonry construction is one of the oldest methods use by man. In Portugal, like in many other similarly Mediterranean countries, there are a large number of buildings of this type, which constitute an important part of the built heritage.

When requested by seismic actions, the behavior of stone masonry structures is quite poor. This is due to several factors, such as material heterogeneity or insufficient resistance to shear forces. In order to preserve the built heritage, since many of these buildings represent an incalculable cultural and architectural value, it is therefore necessary to study the behavior of these structures.

In the present dissertation, we will try to describe all the work of geometric characterization and survey of pathologies carried out in a Romanesque church, this work being the basis for the construction of a three-dimensional model using the ANSYS program, with shell elements representing the structure in its totality. This model will be calibrated based on the results of the environmental vibration tests and non-destructive tests of material characterization, allowing a subsequent simulation and analysis of the structure against a seismic type action.

KEYWORDS: Stone masonry; Mechanical characterization and damage; Field trials; Numerical modeling; Seismic behavior.

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS	VII
RESUMO	IX
ABSTRACT	X
1 Introdução	1
1.1. ENQUADRAMENTO	1
1.2. OBJETIVOS DA DISSERTAÇÃO	1
1.3. ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO	2
2 Alvenaria de pedra em Construções Históricas – Metodologias de Caraterização	3
2.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS SOBRE PATRIMÓNIO HISTÓRICO E A SUA PRESERVAÇÃO	3
2.2. CONSTRUÇÃO EM ALVENARIA DE PEDRA	4
2.2.1. ENQUADRAMENTO HISTÓRICO	4
2.2.2. PROPRIEDADES MECÂNICAS DE ESTRUTURAS DE ALVENARIA DE PEDRA	6
2.3. METODOLOGIAS DE CARACTERIZAÇÃO MECÂNICA	7
2.3.1. ENSAIOS NÃO DESTRUTIVOS	8
2.3.1.1. Ensaios Sónicos	9
2.3.1.2. Ensaio do Georadar	9
2.4. IDENTIFICAÇÃO DINÂMICA DE ESTRUTURAS	11
2.4.1. ENSAIOS DINÂMICOS	11
2.4.1.1. Ensaio de vibração ambiental	11
2.4.1.2. Ensaio de vibração forçada	12
2.4.1.3. Ensaio de vibração livre	13
3 Caso de Estudo - Igreja de Mancelos	15
3.1. ENQUADRAMENTO	15
3.2. INTRODUÇÃO HISTÓRICA	16
3.3. BREVE DESCRIÇÃO ESTRUTURAL	18
3.4. SITUAÇÃO ATUAL E BREVE REFERÊNCIA A PROPOSTAS DE INTERVENÇÃO	23
3.4.1. FACHADA PRINCIPAL	23
3.4.2. FACHADA POSTERIOR	25

3.4.3. DESCALÇAMENTO DAS FUNDAÇÕES DA CAPELA-MOR	26
3.4.4. TORRE SINEIRA	28
3.4.5. FALTA DE ARGAMASSA DAS JUNTAS	29

4 Caracterização Mecânica31

4.1. ENSAIOS SÓNICOS.....	31
4.1.1. PRINCÍPIOS BÁSICOS	32
4.1.2. TIPOS DE ONDA	33
4.1.3. VELOCIDADE DAS ONDAS.....	35
4.1.4. CONFIGURAÇÃO DOS ENSAIOS	36
4.1.4.1. Equipamento	36
4.1.4.2. Pontos de aplicação de ensaios sónicos.....	37
4.2. LEITURA E TRATAMENTO DE DADOS.....	37
4.3. RESULTADOS E CONSIDERAÇÕES	39
4.3.1. ZONA 1 – PORTAL, LADO NORTE	39
4.3.2. ZONA 3 – PAREDE NORTE NAVE	43
4.3.3. ZONA 5 – PAREDE SUL NAVE	44
4.4. ENSAIO DE GEORADAR	47
4.4.1. PRINCÍPIOS DE FUNCIONAMENTO DO GEORADAR.....	48
4.4.2. RESULTADOS	48
4.4.2.1. Parede Norte da Nave.....	49
4.4.2.2. Parede Sul da Nave	50

5 Identificação Dinâmica51

5.1. NOÇÕES GERAIS	51
5.2. ENSAIO DE VIBRAÇÃO AMBIENTAL	52
5.2.1. DESCRIÇÃO.....	52
5.2.2. CONFIGURAÇÕES DE ENSAIO	53
5.2.3. EQUIPAMENTO UTILIZADO.....	55
5.2.4. IDENTIFICAÇÃO DOS PARÂMETROS MODAIS	56
5.2.5. RESULTADOS DO ENSAIO.....	57

6 Modelo Numérico.....61

6.1. INTRODUÇÃO.....	61
-----------------------------	-----------

6.2. TIPOS DE ANÁLISE ESTRUTURAL	62
6.3. CONSTRUÇÃO DO MODELO NUMÉRICO	63
6.3.1. CARACTERIZAÇÃO GEOMÉTRICA	63
6.3.2. CARACTERÍSTICAS MECÂNICAS DO MATERIAIS	64
6.3.3. CARGAS CONSIDERADAS	65
6.3.4. MODELAÇÃO DA ESTRUTURA EM ANSYS	66
6.3.5. ANÁLISE MODAL PRELIMINAR	68
6.4. CALIBRAÇÃO DO MODELO NUMÉRICO E RESULTADOS FINAIS	69
 7 Conclusões e Desenvolvimentos Futuros	 77
7.1. CONSIDERAÇÕES FINAIS	77
7.2. DESENVOLVIMENTOS FUTUROS	78
 Bibliografia.....	 79
 Anexo A - Resultados Ensaios Sónicos.....	 1

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1 - Exemplo de estruturas pré-históricas de alvenaria. (a) Casas de uma vila em Cyprus (5650 AC); (b) edifícios retangulares de uma vila no Iraque (5500-5000 AC), (Lourenço, 1996).....	4
Figura 2 - (a) Pirâmides de Gizé (2551-2472 AC), fonte: Lucas di Claudio (2009); (b) Grande Muralha da China (220-206 AC), fonte: wiseGEEK.com; (c) Coliseu de Roma (68-79 DC); (d) Catedral de Notre-Dame de Paris (1163-1345 DC), fonte: ideiasnamala.com (2011).	5
Figura 3 - Conceito básico do ensaio sónico direto, adaptado de (Manning, Ramos e Fernandes, 2014).	9
Figura 4 - Ensaio GPR	10
Figura 5 - Exemplo de um radargrama.	10
Figura 6 - Mosteiro de São Martinho de Mancelos (1948) (Fotografia: © SIPA – IHRU)	16
Figura 7 - Mosteiro de São Martinho de Mancelos (1982) (Fotografia: © SIPA – IHRU)	16
Figura 8 - Terreno envolvente, Mancelos.....	17
Figura 9 - Inscrição "Era de 1204" gravada num silhar.....	17
Figura 10 - Planta térrea da Igreja de Mancelos, fornecida pela Direção Regional de Cultura do Norte (2015) e adaptada.....	18
Figura 11 - Torre sineira.....	18
Figura 12 - Galilé de entrada da igreja.....	19
Figura 13 - Portal principal de acesso á nave.	19
Figura 14 - Esquema estrutural da cobertura da nave.	20
Figura 15 - Travamento da cobertura da nave.	20
Figura 16 – Pormenor da junta de ligação entre a construção anexa e nave.....	21
Figura 17 - Pormenor da junta de ligação entre a galilé e nave.....	21
Figura 18 - Zona do antigo acesso ao púlpito.	22
Figura 19 - Planta da igreja com estrutura de apoio do coro-alto, fonte: www.rotadoromanico.com.....	22
Figura 20 - Fissuração na parede da fachada frontal e arenização da pedra.....	23
Figura 21 - Fissuração e deslocamento do arco do portal.....	24
Figura 22 - Arco interior do portal principal.	24
Figura 23 - Fissuração fachada posterior.....	25
Figura 24 - Redução de espessura da parede posterior da capela-mor.	25
Figura 25 - Fundações diretas: (a) com sobrelargura de enbasamento; (b) sem sobrelargura. Adaptado de (Roque, 2002).	26
Figura 26 - Descalçamento das fundações da capela-mor.....	27
Figura 27 - Fissuras na torre, fachada oeste.....	28

Figura 28 - Fachada norte da torre.	28
Figura 29 - Fachada norte da nave.	29
Figura 30 - Modos de transmissão dos ensaios sónicos: (a) direto; (b) semidirecto; (c) indirecto. Adaptado (McCann e Forde, 2001).	32
Figura 31 – Modos de propagação dos principais tipos de ondas elásticas: (a) ondas P; (b) ondas S; (c) ondas Love; (d) ondas R. Ilustrações retiradas de “Fundamentos de Geofísica” (Miranda et al., 2000).	33
Figura 32 - Forma típica do sinal de um ensaio indirecto (gráfico tempo vs amplitude): Ponto 1 - Chegada das ondas P; Ponto 2 – Chegada das ondas R; Ponto 3 – Pico máximo das ondas R. Adaptado de (Miranda, 2011).	34
Figura 33 - Equipamento utilizado nos Ensaios sónicos: (1) Martelo; (2) Acelerómetro; (3) amplificador sinal; (4) Placa de aquisição de sinal; (5) Computador portátil. Adaptado de Matos (2016).	36
Figura 34 - Locais de ensaios sónicos.	37
Figura 35 - Gráfico tipo obtido no programa Matlab.	38
Figura 36 - Fotografia do ensaio na zona 1.	39
Figura 37 - Gráfico distância-tempo ensaio indirecto, zona 1.	41
Figura 38 - Esquema em planta do ensaio direto realizado no lado esquerdo, do portal da nave.	41
Figura 39 - (a) Configuração de ensaio direto; (b) Mapa de velocidades.	42
Figura 40 - Configuração ensaio indirecto da parede esquerda da nave.	43
Figura 41 – Gráfico distância-tempo ensaio indirecto, zona 3.	44
Figura 42 - Configuração do ensaio indirecto da parede sul da nave.	44
Figura 43 - Seleção exemplo de uma onda R.	45
Figura 44 - Gráfico distância-tempo ensaio indirecto ondas P, zona 5.	46
Figura 45 - Princípio de funcionamento do georadar, adaptado de (Fontul, 2004). Do lado esquerdo está representado o fenómeno de propagação das ondas, á medida que atravessam as camadas do material. Ao centro, o resultado sobre forma de radargrama, e á direita o aspecto da onda sinusoidal obtida.	47
Figura 46 - Radargramas 4 e 13.	49
Figura 47 - Fotografia da parede sul pelo interior, e o radargrama (77) obtido.	50
Figura 48 - Fotografia da parede sul pelo exterior.	50
Figura 49 – Representação da configuração do Setup 1.	53
Figura 50 – Representação da configuração do Setup 2.	54
Figura 51 – Representação da configuração do Setup 3.	54
Figura 52 – Representação da configuração do Setup 4.	54
Figura 53 - Acelerómetros piezoelétricos 0.5g.	55

Figura 54 - Espectro de densidade dos valores singulares médios e normalizados das matrizes de densidade espectral do conjunto de todos os setups.	57
Figura 55 – Modelo representativo utilizado no ARTeMIS, englobando todos os setups.	58
Figura 56 - Primeiro e segundo modo de vibração.....	58
Figura 57 – Terceiro e quarto modo de vibração.....	59
Figura 58 - Estratégias de modelação para estruturas de alvenaria: (a) micro modelação detalhada; (b) micro modelação simplificada; (c) macro modelação. Adaptado de (Lourenço et al., 2006).	62
Figura 59 - Modelo geométrico criado no programa Rhinoceros 5, em perspetiva.....	63
Figura 60 - Modelo geométrico criado no programa Rhinoceros 5, numa perspetiva diferente.	64
Figura 61 - Área de influências das asnas.	65
Figura 62 - Condições de fronteira do modelo numérico.	67
Figura 63 - Pormenor das condições de fronteira da torre.	67
Figura 64 - Modelo numérico da Igreja de Mancelos.....	68
Figura 65 - Esquema do processo de calibração da torre sineira da Catedral de Monza, adaptado de (Gentile e Saisi, 2007).....	69
Figura 66 - Modo vibração numérico 1, vista em perspetiva.....	71
Figura 67 - Modo vibração numérico 1, vista em planta.	71
Figura 68 - Modo vibração numérico 2, vista em perspetiva. Animação modal no pico máximo da deformada.	72
Figura 69 - Modo vibração numérico 2, vista em perspetiva, no pico da animação modal oposto ao anterior.	72
Figura 70 - Modo vibração numérico 3, vista em perspetiva. Animação modal no pico máximo da deformada.	73
Figura 71 - Modo vibração numérico 3, vista em perspetiva no pico da animação modal oposto ao anterior.	73
Figura 72 - Modo de vibração numérico 4, visto em perspetiva.....	74
Figura 73 - Modo de vibração numérico 4, visto em planta	74

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Resultados do ensaio sónico indireto, zona 1.....	40
Tabela 2 - Resultados ensaio indireto da parede esquerda da nave.	43
Tabela 3 - Resultados ensaio indireto da parede direita da nave.	46
Tabela 4 - Parâmetros modais experimentais.	57
Tabela 5 - Parâmetros adotados para os materiais constituintes da igreja.	64
Tabela 6 – Valores adotados no cálculo das cargas nas asnas.	66
Tabela 7 - Comparação dos resultados experimentais e numéricos.....	70
Tabela 8 - Parâmetros materiais finais atribuídos no modelo numérico.....	75

1

INTRODUÇÃO

1.1. ENQUADRAMENTO

Grande parte do património construído em Portugal é constituído por estruturas de alvenaria de pedra, sendo muito relevante o aprofundamento do conhecimento e estudo do comportamento mecânico deste tipo de estruturas, em especial quando submetidas a ações sísmicas.

Por força das suas características intrínsecas, em particular a sua grande variabilidade geométrica e heterogeneidade material, a compreensão do seu funcionamento estrutural é uma tarefa que ainda se revela algo complexa e de difícil execução.

O acumular de vários insucessos na reabilitação e reforço de edifícios de alvenaria, danificados ao longo dos últimos 50 anos, estabeleceu a necessidade de, antes de qualquer intervenção, definir com rigor a metodologia de intervenção mais assertiva e adequada ao caso de estudo. De facto, quando nem o estado real da estrutura ou a eficácia das reparações é conhecida, a eficácia de qualquer projeto de intervenção é também desconhecida (Binda, Saisi e Tiraboschi, 2001).

1.2. OBJETIVOS DA DISSERTAÇÃO

A presente dissertação procura abarcar alguns dos procedimentos adotados, quando se conduzem operações de reabilitação e/ou avaliação de capacidade resistente num edifício histórico de alvenaria de pedra; neste estudo aborda-se o caso da Igreja de Mancelos no concelho de Amarante.

Serão abordados alguns dos procedimentos usualmente utilizados na caracterização mecânica de paredes de alvenaria de pedra, sendo dada particular atenção a métodos de ensaio não destrutivos, como o método de propagação de ondas sónicas e o método do georadar. Adicionalmente, e com o intuito de estudar e compreender o comportamento dinâmico da estrutura, serão realizados ensaios de vibração ambiental, que possibilitarão a extração dos respetivos modos de vibração da igreja e posterior ajuste do modelo numérico

A construção de um modelo numérico caracterizador do caso de estudo e assente nos levantamentos geométricos realizados, permitirá efetuar uma avaliação do estado de tensão presente na estrutura e a verificação do efeito da ação sísmica dos seus principais elementos portantes. Assim, e procurando evitar os custos computacionais associados a análises não lineares, o modelo a realizar no âmbito deste trabalho considerará um modelo material linear para a alvenaria, homogeneizando os seus constituintes.

1.3. ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO

A presente dissertação desenvolve-se em 7 capítulos, em que o conteúdo de cada capítulo é descrito sumariamente nos parágrafos seguintes.

Neste primeiro Capítulo são apresentados os objetivos propostos para a dissertação de mestrado e é descrito a organização do trabalho.

O capítulo 2 apresenta o estado de arte, que inicialmente enquadra a presente dissertação no movimento da preservação do património e contextualiza a construção da alvenaria de pedra na história mundial. Neste capítulo são descritas as propriedades mecânicas de estruturas de alvenaria de pedra, bem como alguns dos usuais ensaios de caracterização mecânica e ensaios de caracterização dinâmica de estruturas, referindo a importância destes para uma correta avaliação estrutural.

O capítulo 3 aborda o presente caso de estudo, iniciando com uma breve introdução histórica á Igreja de Mancelos, seguido de uma breve descrição estrutural, rematando com a exposição das principais patologias encontradas referindo ainda algumas possíveis intervenções de reabilitação.

O capítulo 4 engloba o conjunto de ensaios de caracterização mecânica efetuados, mais precisamente os ensaios sísmicos e os ensaios de georadar. É exposta de forma resumida, para cada ensaio, a teoria subjacente, bem como a metodologia e pressupostos adotados na sua realização. No final estão expostos um conjunto dos principais resultados obtidos.

No capítulo 5 são abordados alguns dos conceitos dinâmicos de estruturas e é feita a descrição metodológica da aquisição de dados, bem como o seu tratamento para o ensaio de vibração ambiental realizado. Com este ensaio procurou-se identificar os principais modos de vibração da estrutura, sendo os mesmos apresentados no final do capítulo.

No capítulo 6 são descritos todos os procedimentos tomados na criação e desenvolvimento de um modelo numérico, que numa análise linear, recorrendo ao método de elementos finitos, procura reproduzir o comportamento dinâmico da Igreja de Mancelos, sendo esta uma estrutura de alvenaria de pedra que possui uma natureza heterogénea e um comportamento anisotrópico. De forma a obter resultados numéricos próximos dos obtidos experimentalmente, que reproduzem a realidade, procedeu-se á calibração do modelo confrontando-o com os resultados obtidos no ensaio de vibração ambiental.

No capítulo 7 são estabelecidas as conclusões finais do trabalho, resumindo os aspetos mais importantes que o caracterizam, bem como são delineadas um conjunto de sugestões de trabalhos futuros que poderão ser realizados na sequência deste.

2

ALVENARIA DE PEDRA EM CONSTRUÇÕES HISTÓRICAS – METODOLOGIAS DE CARATERIZAÇÃO

2.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS SOBRE PATRIMÓNIO HISTÓRICO E A SUA PRESERVAÇÃO

Já há alguns séculos que subsiste o cuidado pela preservação do património, de forma a que os vestígios materiais da história sejam salvaguardados para as gerações futuras. Apesar desta preocupação existente, durante muito tempo, apenas monumentos de grande valor histórico foram considerados dignos de tal cuidado. De facto, por toda a Europa, denotou-se um crescente interesse pela preservação do património construído, em particular após o conflito que perdurou de 1939-1945. No início deste período surgiu a Carta de Atenas, como um produto das conclusões emanadas do 1º Congresso Internacional de Arquitetos e Técnicos de Monumentos Históricos que ocorreu em Atenas. O documento teve como objetivo criar diretivas ligadas à conservação e preservação do património, de forma a orientar todo o processo de restauro (Aguilar, Cabrita e Appleton, 2002).

Em 1964, face à evolução e expansão urbana das cidades manifestado entre outros fatores, pelo ressurgimento da ideia do retorno ao centro da cidade como local de residência, gerou-se um aumento das preocupações ecológicas e ambientais obrigando, assim, a uma alteração na forma de atuar nos tecidos urbanos. Neste ano, realiza-se a segunda edição do Congresso Internacional de Arquitetos e Técnicos de Monumentos Históricos em Veneza, e deste evento surge novamente um documento em forma de carta e denominada de Carta de Veneza. Um dos pontos principais deste documento foi a clara ampliação do conceito de património arquitetónico, estendendo-se não só às grandes criações, mas também às construções mais modestas, que tenham obtido ao longo do tempo significado cultural (Veneza, 1964).

Posteriormente, ao longos dos anos continuam a ser expostas publicações, e realizam-se reuniões entre historiadores de arte, arquitetos, urbanistas, engenheiros e políticos. Este movimento ganha uma maior dimensão e todos os aspetos relacionados com o processo de reabilitação são abordados, adquirindo um maior detalhe num conjunto de recomendações, isto é, todas as questões relacionadas com o tipo de intervenção, as técnicas utilizadas, a compatibilidade de materiais, os valores arquitetónicos existentes (entre outros), além da preocupação pela segurança na parte estrutural e meios de monitorização são estudados (Lourenço e Oliveira, 2004).

2.2. CONSTRUÇÃO EM ALVENARIA DE PEDRA

2.2.1. ENQUADRAMENTO HISTÓRICO

A alvenaria é a técnica construtiva mais antiga conhecida pelo homem, surgindo há cerca de 10.000 anos com o desenvolvimento das primeiras civilizações. Evidências como as encontradas perto do lago Hullen em Israel, que datam dos anos 9000-8000 AC, demonstram o uso de alvenaria de pedra na construção de casas semienterradas, de junta seca, de forma circular e com um diâmetro compreendido entre os 3 e os 9 metros (Lourenço, 1996), como podemos observar na Figura 1.

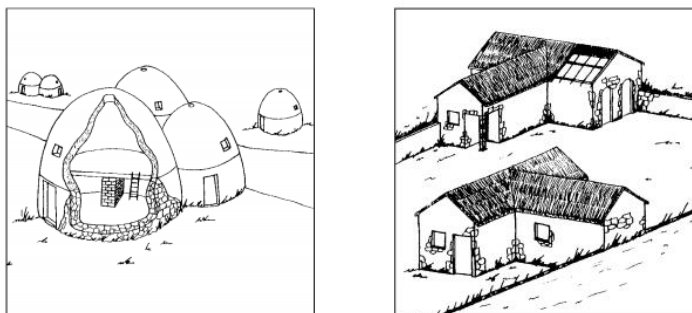


Figura 1 - Exemplo de estruturas pré-históricas de alvenaria. (a) Casas de uma vila em Cyprus (5650 AC); (b) edifícios retangulares de uma vila no Iraque (5500-5000 AC), (Lourenço, 1996).

Ao longo dos anos, com o desenvolvimento das civilizações, o uso da alvenaria como material de construção cresceu e a pedra, devido às suas qualidades (como a sua durabilidade, versatilidade, solidez, a existência com abundância e resistência ao fogo) passou a ser considerada um material nobre. Desta forma, o seu uso deu origem às mais belas e imponentes obras de arte alguma vez criadas pelo Homem, promovidas pela rivalidade entre diferentes comunidades, ou pela celebração de marcos históricos importantes.

É possível observar no presente, inúmeros legados deixados pelas culturas ancestrais e medievais como, por exemplo, a arquitetura egípcia (2800-2000 AC) e a suas pirâmides, a arquitetura romana (0-1200 DC) com as suas pontes, igrejas, palácios, templos, aquedutos, arcos, e também a arquitetura gótica (1200-1600 DC) com as catedrais, entre outros. Na Figura 2 ilustram-se exemplos representativos de alguns dos monumentos construídos pelas diferentes civilizações, ao longo dos séculos.



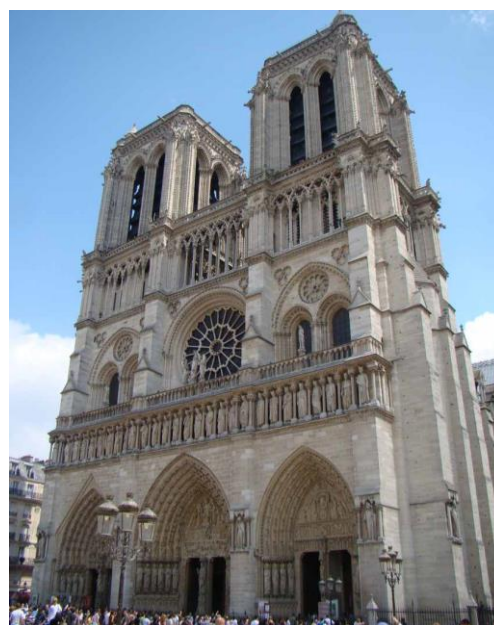
(a)



(b)



(c)



(d)

Figura 2 - (a) Pirâmides de Gizé (2551-2472 AC), fonte: Lucas di Claudio (2009); (b) Grande Muralha da China (220-206 AC), fonte: wiseGEEK.com; (c) Coliseu de Roma (68-79 DC); (d) Catedral de Notre-Dame de Paris (1163-1345 DC), fonte: ideiasnamala.com (2011).

Curiosamente, apesar da construção em alvenaria ser a técnica construtiva mais antiga, na atualidade, ainda se observa a sua aplicação na indústria da construção, naturalmente com mudanças ao nível dos materiais utilizados e nas possíveis aplicações. Contudo, deverá ser realçado que a técnica de agrupar blocos de pedra ou tijolos, permanece idêntica ao passado (Lourenço, 1996).

Após a Revolução Industrial e face ao aparecimento de novos materiais de construção como o aço e o betão armado, com melhores qualidades a nível de resistência e apetência na facilidade de criação de novas formas devido a um melhor comportamento para esforços de tração, gerou-se uma revolução nas técnicas de construção e a pedra, como material de construção, passou a ser uma opção menos atrativa. Adicionalmente, os custos associados à utilização do material e que se relacionavam, fundamentalmente, com o preço da matéria-prima, de transporte e da mão de obra especializada, contribuíram para o desinteresse pela sua utilização.

2.2.2. PROPRIEDADES MECÂNICAS DE ESTRUTURAS DE ALVENARIA DE PEDRA

Geralmente, um edifício em alvenaria de pedra é constituído por fundações, paredes resistentes de alvenaria e pavimentos e coberturas de madeira. Tanto nestes edifícios como nos mais recentes, em betão armado, para garantir um bom funcionamento é necessário que exista uma boa ligação entre todos os elementos estruturais, de tal forma que o comportamento deficiente de um elemento estrutural influencia os restantes (Reis, 2011).

Ao nível do material, as alvenarias de pedra exibem uma variada constituição interna, sendo compostas por diferentes materiais com diferentes características e caracterizando-se por uma grande irregularidade geométrica, podendo os blocos ser imbricados de forma mais ou menos regular e com um maior ou menor volume de cavidades e vazios interiores. As ligações entre unidades de alvenaria podem conter um ligante, estando assim interligadas, ou do tipo junta seca onde os blocos contactam diretamente entre si. Do ponto de vista mecânico, e avaliando de uma forma simplificada, podemos dizer que as alvenarias apresentam um bom comportamento à compressão e uma fraca resistência à tração, concomitante com uma rotura frágil. Este comportamento está associado tanto à forma como a estrutura foi construída, como também é dependente de diversos fatores como a coesão, a ligação entre os paramentos, a percentagem de argamassa, regularidade e dimensão dos blocos (Roque, 2002).

Desta forma, e em face das características enumeradas, este tipo de estruturas são construídas prioritariamente para resistir a esforços de compressão, sendo possível observar, quer no caso em estudo quer em edifícios de tipologia semelhante, a presença de paredes de grande espessura.

Esta propriedade torna este tipo de estruturas pesada e, uma vez que estes edifícios contam fundamentalmente com a atuação estabilizadora da ação da gravidade, atenua os efeitos das ações horizontais deslizantes e derrubadoras devidas a impulsos de terras ou de outros elementos estruturais, como arcos ou abóbadas, como também choques acidentais, forças devido a ventos e sismos.

Apesar dos avanços científicos na área da Engenharia Civil, o conhecimento do comportamento de estruturas de alvenaria é ainda limitado e apenas nos últimos anos tem se assistido a um maior interesse sobre este tema. Ao contrário do betão e do aço, a obtenção das propriedades mecânicas deste tipo de estruturas, nomeadamente o módulo de elasticidade e tensões últimas, é uma tarefa complexa que apresenta inúmeras dificuldades, uma vez que engloba um grande conjunto de fatores que influenciam a determinação precisa destes parâmetros.

2.3. METODOLOGIAS DE CARACTERIZAÇÃO MECÂNICA

A análise e avaliação de segurança num edifício histórico de alvenaria requer usualmente, ou deverá incluir, o desenvolvimento de um modelo numérico da sua estrutura. Contudo, ainda que tenham ocorrido recentes avanços científicos na investigação e modelação deste tipo de edifícios, a tarefa de desenvolver um modelo numérico estrutural para um existente edifício histórico é ainda um desafio difícil (Lourenço, 2002). De facto, as estruturas em alvenaria não seguem qualquer das hipóteses clássicas de isotropia, comportamento elástico ou de homogeneidade assumida para os materiais, e as leis constitutivas para o material ainda não estão bem desenvolvidas. Além disso também existem incertezas de modelação (geometria, materiais, detalhes construtivos, condições de fronteira) relacionadas com modificações estruturais que ocorreram ao longo da história do edifício.

Desta forma, uma correta avaliação estrutural deve, por si só, ser baseada num profundo conhecimento dos seguintes aspetos (Siviero, Barbieri e Foraboschi, 1997):

- Historial do edifício e a sua evolução;
- Geometria;
- Detalhes estruturais;
- Mapa de danos e padrão de fendas;
- Tipo de construção de alvenaria;
- Propriedades dos materiais;

Todos estes fatores remetem à importância de ensaios experimentais de investigação em laboratório como também ensaios *in situ* necessários para uma correta avaliação dos parâmetros mecânicos. Estes são essenciais no diagnóstico de patologias e na obtenção dos parâmetros mecânicos que, posteriormente, serão utilizados na calibração do modelo numérico para análises estruturais, assegurando a fiabilidade dos resultados.

Não obstante a eventual necessidade de ensaios, a inspeção visual é o método mais simples e rudimentar na análise de estruturas. Permite, de uma forma quase imediata, identificar zonas de potenciais patologias através da observação direta das superfícies do material, como a presença de manchas de humidade, verificando a ligação e o alinhamento das superfícies de contato, a deteção da presença de fendas ou de evidências de vazamento e defeitos laterais ou internos.

Atualmente, a inspeção visual tem ao seu dispor técnicas que permitem aferir, calibrar e registar aquilo que o técnico observa. Alguns destes equipamentos são lentes de diferentes cores, lentes de aumento, espelhos, boroscópio e lanternas (McCann e Forde, 2001).

Este método tem como vantagem não só a sua simplicidade e rapidez do processo, mas também a capacidade de fazer um registo fotográfico de todo o diagnóstico. Por desvantagens, podemos aferir que a qualidade do diagnóstico tem uma certa dependência relacionada com a sensibilidade e experiência do técnico.

2.3.1. ENSAIOS NÃO DESTRUTIVOS

A utilização destes ensaios é atualmente muito frequente uma vez que têm vantagem de não alterar ou introduzir alterações na estrutura e, por outro lado, são ainda mais importantes em estruturas que apresentem danos e patologias.

Dentro do leque dos ensaios não destrutivos, os mais utilizados em paredes de alvenaria são:

- Ensaios sónicos e ultrassónicos;
- Ensaio do georadar;
- Ensaio da resistividade elétrica;
- Ensaio de injeção de líquido penetrante;
- Ensaio de partículas magnéticas;
- Ensaio da termografia;
- Ensaio da radiografia;
- Ensaio dos macacos planos (semi-destrutivo);

Nos subcapítulos seguintes serão descritos brevemente alguns destes ensaios, e no capítulo 4 - “Caracterização Mecânica” - serão apresentados com mais detalhe os ensaios efetuados e os respetivos resultados obtidos.

2.3.1.1. Ensaios Sónicos

Entre os diferentes métodos de ensaios não destrutivos para alvenarias, os ensaios sónicos são provavelmente os mais amplamente usados (Binda, Saisi e Tiraboschi, 2001). O teste baseia-se na geração de ondas elásticas através de impulsos sónicos ou ultrassónicos num ponto específico de uma estrutura, Figura 3.

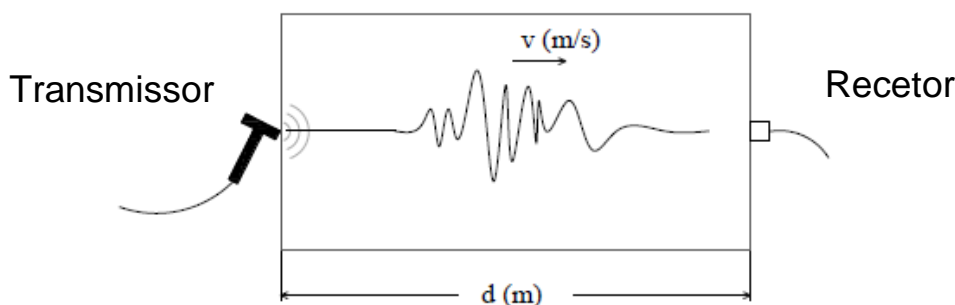


Figura 3 - Conceito básico do ensaio sónico direto, adaptado de (Manning, Ramos e Fernandes, 2014).

O primeiro parâmetro medido é o tempo que a onda necessita para percorrer desde o local da emissão do impulso até à sua receção no recetor, mas outros parâmetros como a amplitude e frequências podem ser igualmente bastante importantes. O tempo medido permite calcular a velocidade da propagação da onda. A velocidade de uma onda elástica que passa por um material sólido, como um bloco de alvenaria é teoricamente relacionável com a densidade, módulo de elasticidade e coeficiente de Poisson do material. A alvenaria é um material bastante heterogéneo, pelo que apenas variações globais dos parâmetros anteriores são indicativas. Com o uso de ensaios sónicos para a avaliação da estrutura da alvenaria, (Binda, Saisi e Tiraboschi, 2001) expõem que a seguinte informação poderá ser obtida:

- Estimar o módulo de deformabilidade;
- Homogeneidade do material da alvenaria;
- Homogeneidade de um elemento estrutural;
- Efeito da argamassa ou outro reforço;
- Presença de fendas ou vazios;

Além disso, (Binda, Saisi e Tiraboschi, 2001) referem que os ensaios sónicos podem ser aplicados com sucesso no diagnóstico e controlo da eficácia de técnicas de reparação como a injeção de argamassa.

Uma das principais vantagens assenta na preservação do estado inicial da estrutura, sem introduzir deformações ou alterações no estado de tensões, como ocorre no método dos macacos planos. Como desvantagens está associada a dificuldade gerada pela heterogeneidade dos materiais para o processamento dos dados e o elevado número de leituras que é necessário (McCann e Forde, 2001).

2.3.1.2. Ensaio do Georadar

O ensaio do Georadar (GPR) é um método geofísico de prospeção não destrutivo que tem a finalidade de detetar objetos e camadas de materiais distintos, através do contraste das propriedades dielétricas desses materiais (Cruz et al., 2006). Este consiste na emissão repetida de ondas eletromagnéticas de alta

frequência (entre 10 e 2500 MHz) através de uma antena emissora; quando estas ondas atingem uma interface, parte da sua energia é refletida para uma antena recetora, e a restante continua a penetrar o material seguinte. Na Figura 4 ilustra-se a utilização do equipamento GPR; no modelo utilizado, a antena recetora e emissora estão instaladas no mesmo módulo, o que garante distâncias fixas entre elas.



Figura 4 - Ensaio GPR

A profundidade e alcance das ondas estão relacionadas com a frequência do sinal e as características eletromagnéticas dos materiais, tais como a permissividade dielétrica, permeabilidade magnética e condutividade elétrica (Stratton, 1941).

Este método permite em campo e em tempo real proceder a uma análise primária, sendo depois os dados adquiridos processados com recurso a um software indicado. Os resultados são apresentados através de radargramas, Figura 5, que resultam do conjunto ordenado de vários traços compondo imagens gráficas bidimensionais de tempos versus distância (Cruz, 2006).

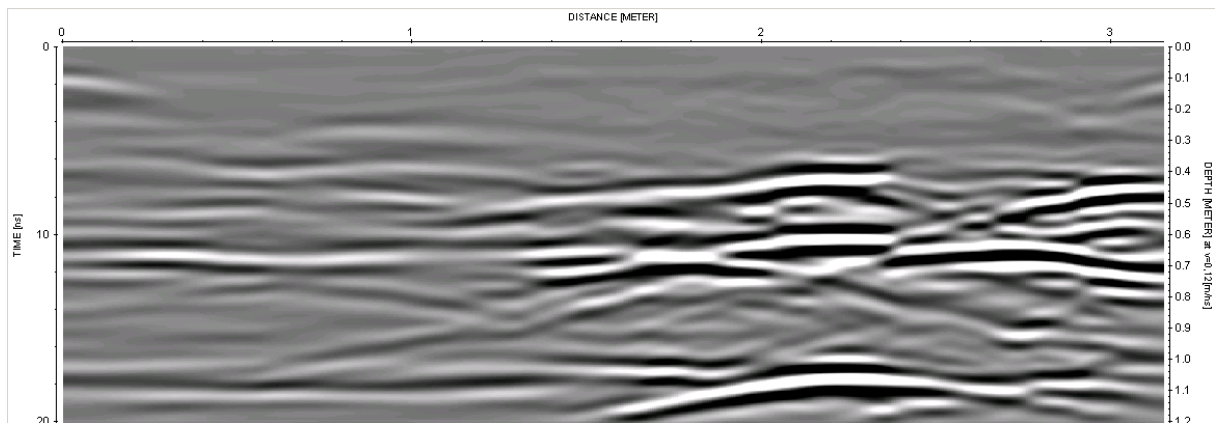


Figura 5 - Exemplo de um radargrama.

Algumas das vantagens caracterizam-se pela facilidade de aquisição de dados, adaptabilidade do equipamento a diferentes materiais, a rapidez do ensaio e a capacidade de dar uma imagem da estrutura interna.

2.4. IDENTIFICAÇÃO DINÂMICA DE ESTRUTURAS

A identificação dinâmica é uma técnica importante na inspeção e diagnóstico de estruturas, com particular interesse no estudo do comportamento de uma estrutura face a ações dinâmicas, como é o caso da ação dos sismos, ou quando se pretende de uma forma não destrutiva conhecer a rigidez da estrutura. Combina técnicas experimentais com métodos analíticos para determinar as propriedades dinâmicas das estruturas, como por exemplo, as frequências naturais, modos de vibração e coeficientes de amortecimento (Caetano, 1992; Cunha, 1990; Magalhães, 2004).

Com este conhecimento dos parâmetros modais da estrutura, é possível calibrar um modelo numérico (e.g. modelo de elementos finitos), através de um processo de otimização numérica. Uma vez calibrado, o modelo poderá ser usado para a análise da segurança ou para comparar várias condições estruturais, a fim de se identificar possíveis problemas, como por exemplo, tendo como base o presente caso de estudo, uma zona crítica de concentrações de esforços.

2.4.1. ENSAIOS DINÂMICOS

A avaliação experimental das características dinâmicas de estruturas de engenharia civil tem, além do já referido interesse na validação de modelos utilizados e na análise dos efeitos de ações como os sismos, entre outros, um interesse claro na caracterização global do estado das estruturas, uma vez que as propriedades dinâmicas estão diretamente relacionadas com esse estado. Desta forma, para o domínio da observação e monitorização estrutural, a avaliação experimental das características dinâmicas de estruturas é também muito importante, em especial, os métodos que permitem efetuá-la ao longo do tempo, sem introdução de restrições à utilização corrente das estruturas (Magalhães, 2004; Rodrigues, 2004).

2.4.1.1. Ensaio de vibração ambiental

Um ensaio de vibração ambiental permite conhecer os parâmetros modais de uma estrutura, tais como as frequências naturais e os seus modos de vibração (Caetano, 1992; Gentile e Saisi, 2007; Magalhães, 2004). Tendo em vista a aplicação de métodos de identificação modal, a observação da resposta dos sistemas estruturais é efetuada através de transdutores que transformam uma grandeza física em que se exprime a resposta dos sistemas (deslocamento, velocidade, aceleração ou extensão) num sinal elétrico proporcional a essa grandeza (Magalhães, 2004; Rodrigues, 2004).

Neste tipo de ensaio, os dados recolhidos são provenientes de excitações não forçadas, ou seja, excitações naturais do ambiente, como a ação do vento, o tráfego automóvel, ou até qualquer tipo de vibração induzida pela própria utilização da estrutura. Todas estas ações são geralmente suficientes para excitar e captar os movimentos pelos transdutores.

Uma vez que as forças de excitação não são medidas experimentalmente, visto que a estrutura é afetada por várias ações, aleatórias e periódicas, e independentes simultaneamente, são, portanto, desconhecidas do ponto de vista determinístico, surgindo a necessidade de assumir determinadas hipóteses quanto às suas características. Atendendo a estes factos é usual admitir que as forças de excitação são idealizáveis

através de um processo estocástico gaussiano de tipo ruído branco (Almeida, 2000; Costa, 2002; Lopes, 2009).

A robustez dos resultados, a não obrigatoriedade de impedir a utilização da estrutura, a economia e a sua facilidade de execução, aliado à vantagem de não ser necessário qualquer tipo de excitação forçada, fazem com que esta técnica de identificação “output only” seja frequentemente utilizada para analisar estruturas de grande porte, tais como pontes e edifícios de grande altura.

Rodrigues (2004), refere também dois requisitos importantes que devem ser satisfeitos começando pelos transdutores, seguindo toda a cadeia de equipamentos na medição da resposta das estruturas equipamentos neste tipo de ensaios:

- os transdutores devem ter uma boa sensibilidade, isto é, conforme a rigidez da estrutura em estudo os transdutores utilizados devem ser capazes de medir a amplitude das respostas provocadas pelas ações ambientais. Este requisito é nomeadamente importante em estruturas muito rígidas, visto que as respostas se traduzem em valores muito pequenos de acelerações/deslocamentos tornando-se assim necessários equipamentos que sejam muito sensíveis;
- o equipamento deve ter a capacidade de medir na gama de frequências em que se encontrem os modos de vibração. No caso de estruturas de engenharia civil, a gama de frequências é geralmente baixa.

2.4.1.2. Ensaio de vibração forçada

Este tipo de ensaio consiste essencialmente na aplicação controlada duma excitação, num ou em vários pontos da estrutura, e na medição da resposta (normalmente em aceleração) em vários pontos dessa mesma estrutura.

Os ensaios de vibração forçada exigem a utilização de equipamentos adequados para a aplicação das forças de excitação, tais como geradores de vibrações servo-hidráulicos, mecânicos de massas excêntricas, ou ainda equipamentos de aplicação de impulsos. As forças de excitação que são utilizadas podem ser de diversos tipos, nomeadamente, excitações de variação harmónica, ou com características de ruído branco numa determinada gama de frequências, ou ainda de tipo impulsivo (Rodrigues 2004).

A principal vantagem deste ensaio, relaciona-se com o facto da excitação aplicada ser controlada, e as forças de excitação serem conhecidas e medidas. Desta forma, para realizar a identificação modal através de funções de resposta em frequência, bastará dividir os valores da resposta pelos valores da excitação, não sendo necessário o recurso a métodos de análise estocásticos como acontece nos ensaios de vibração ambiental.

Ao nível das desvantagens, as dificuldades surgem no que respeita a estruturas de grandes dimensões. Estas estruturas requerem um maior número de equipamentos e de maiores dimensões, sendo necessário para além dos próprios excitadores, unidades de potência hidráulica e geradores móveis que têm de ter capacidades consideráveis. Relacionado ao problema estão envolvidas questões de transporte, custos associados e manuseamento do equipamento. Quanto às estruturas de pequenas dimensões, não existem muitas dificuldades relativas ao desenvolvimento de equipamentos adequados para a aplicação destas forças de excitação, de menor grandeza, uma vez que os equipamentos são de menor dimensão, existindo já no mercado diversos fabricantes que os comercializam (Magalhães, 2004; Rodrigues, 2004).

2.4.1.3. Ensaio de vibração livre

Num ensaio de vibração livre, a estrutura é sujeita a uma deformação inicial sendo, de forma instantânea, libertada e deixada a vibrar em regime livre. A medição e análise da resposta, permite a identificação das características dinâmicas da estrutura, nomeadamente das frequências, configurações modais e coeficientes de amortecimento (Magalhães, 2004; Rodrigues, 2004).

Um dos principais interesses deste tipo de ensaios consiste na avaliação dos coeficientes de amortecimento, uma vez que, quando os valores estimados correspondem a níveis bastante baixos, a exclusiva utilização de ensaios de vibração ambiental torna difícil esta avaliação.

Na realização deste tipo de ensaios procede-se geralmente de duas formas:

- através da ancoragem de um cabo ao solo ou a uma estrutura suficiente rígida na proximidade, ou ainda poderá ser puxado por uma grua, um camião ou rebocador. Posteriormente, o cabo é tensionado até um valor limite ocorrendo depois a sua libertação instantânea.
- pela suspensão de um peso que é libertado repentinamente. A sua libertação pode ser alcançada de variadas formas, como por exemplo através do corte com uso de um maçarico ou através de explosivos.

Como é de fácil compreensão, apesar da facilidade com que os meios necessários para a realização do ensaio são acessíveis numa obra, existem inúmeras preocupações e precauções a ter em conta. O manuseamento de explosivos, ou o corte de um cabo tensionado por si só, envolve várias questões de segurança e, além disso, existe a possibilidade do embate na estrutura de um ou mais cabos que provocam um ruído adicional no espectro de resposta (Farrar et al., 1999).

3

CASO DE ESTUDO - IGREJA DE MANCELOS

3.1. ENQUADRAMENTO

Em 1988 foi criado um programa com o intuito de proteger, conservar e valorizar o património cultural e arquitetónico românico, numa participação conjunta da Comissão de Coordenação e Desenvolvimento Regional do Norte (CCDR-N), com a Direção Geral de Edifícios e Monumentos do Norte (DGEMN), o Instituto Português do Património Arquitetónico (IPPAR) e a VALVOUSA criando “A Rota do Românico do Vale de Sousa” (RRSV), como um *Programa de Desenvolvimento Integrado do Vale do Sousa*. Este programa abarca um conjunto de construções arquitetónicas que variam desde conjuntos monásticos, a igrejas paroquiais, torres, estruturas funerárias e santuários isolados localizados no Vale do Sousa.

Mais tarde, em 2010, com as conquistas e sucesso do projeto a nível nacional e internacional, o território originalmente abrangido foi alargado, passando a contemplar territórios localizados ao longo dos vales do rio Sousa, Douro e Tâmega, passando o projeto a denominar-se “Rota do Românico” (RR).

Neste contexto, a escolha da igreja de Mancelos como objeto de estudo, procura seguir a linha de investigação desenvolvida pelo Instituto da Construção da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto (IC-FEUP) na inspeção e avaliação estrutural de algumas das igrejas pertencentes à Rota do Românico. No caso concreto da igreja de Mancelos, o trabalho realizado pelo IC-FEUP, (IC-FEUP - 2012, IC-FEUP - 2016), assinalou a existência de diversas patologias e danos estruturais, inferindo acerca de possíveis causas para os mesmos e da necessidade e do nível de intervenção a realizar.

3.2. INTRODUÇÃO HISTÓRICA

A Igreja de Mancelos, ou como foi outrora conhecido Mosteiro de Mancelos, Figura 6 e Figura 7, ergue-se na proximidade de Amarante. As primeiras referências à sua construção, encontradas na Bula de Calisto II (p. 1119-1124), dão conta da sua existência no ano de 1124, sendo a sua data de construção, com certeza, anterior a esta.



Figura 6 - Mosteiro de São Martinho de Mancelos (1948) (Fotografia: © SIPA – IHRU)



Figura 7 - Mosteiro de São Martinho de Mancelos (1982) (Fotografia: © SIPA – IHRU)

Uma vez que na Idade Média a subsistência dependia, essencialmente, da atividade agrícola, a localização de conjuntos monásticos, estava intrinsecamente ligada à existência na vizinhança de terrenos férteis para práticas agrícolas. Adicionalmente, o terreno seria ainda mais valorizado se também permitisse a prática da pastorícia e se, nas redondezas, possuísse bosques para o fornecimento de madeira, fulcral à época.

Construído na orla da veiga do ribeiro da Cruz e num lugar onde prevalecia, e ainda hoje prevalece, a atividade agrícola, caracterizada pelo uso rotativo de parcelas agrícolas a par com a pastorícia, Figura 8, Mancelos constitui um exemplo do interesse e do poder que as famílias senhoriais tinham em explorar uma região onde se cruzavam limites e jurisdições (Botelho e Resende, 2014).



Figura 8 - Terreno envolvente, Mancelos.

Embora seja reconhecida a autoridade dos cónegos regrantes de Santo Agostinho na posse inicial do Mosteiro, a própria ordem, na sua crónica, revela o desconhecimento quase absoluto da origem do espaço monástico, o que sugere estratégias de fundação privada, mais preocupadas com o domínio territorial do que com a criação de pólos difusores de evangelização. Por conseguinte, é legítima a suposição de que a sua fundação remonte ao período de vida de Garcia Afonso e Elvira Mendes, primeiros da linhagem Portocarreiros passando, posteriormente, este legado para os seus descendentes, os FONSECAS. Mais tarde, e após ter sofrido diversas transformações, a construção é integrada no património da ordem dos cónegos regrantes de Santo Agostinho. Coerente com esta integração é possível observar a existência de uma inscrição gravada num silhar avulso que ainda hoje se conserva em espaço anexo à igreja, Figura 9, onde outrora se erguia o claustro, junto da sacristia que remete para o ano 1166 (Barroca, 2000: 314-315; Botelho e Resende, 2014).



Figura 9 - Inscrição "Era de 1204" gravada num silhar.

Nas gravações da pedra é possível ler - *IN ERA M^a CC^a IIII^a* - “Era de 1204”, juntamente com a existência de outros vestígios românicos remanescentes em Mancelos e a morosidade da construção romana, suportam a ideia de que comemora um ato de sagração ou dedicação, possivelmente a abertura da capela-mor ao culto.

3.3. BREVE DESCRIÇÃO ESTRUTURAL

De acordo com o relatório pelo IC-FEUP (2012) a Igreja de Mancelos é uma construção de alvenaria de pedra, erguida no século XII, e constituída por paredes portantes de alvenaria de granito. Como se pode observar na planta na Figura 10, exibe um desenvolvimento planimétrico longitudinal, destacando-se um volume de maiores dimensões - a nave rectangular - mais alta do que a galilé e a capela-mor (ambas de planimetria quadrangular), (IC-FEUP, 2012). Adossada à galilé pelo lado sul, e quebrando este desenvolvimento longitudinal destaca-se a torre sineira, que se assume como um elemento vertical com, aproximadamente, 16 metros de altura, Figura 11.

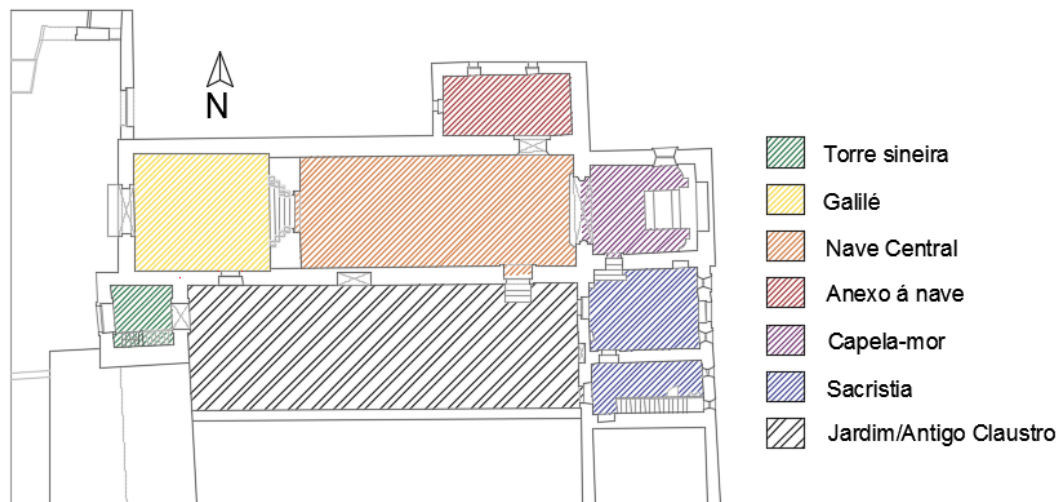


Figura 10 - Planta térrea da Igreja de Mancelos, fornecida pela Direção Regional de Cultura do Norte (2015) e adaptada.



Figura 11 - Torre sineira.

A entrada na igreja é efetuada por uma ampla galilé coberta, Figura 12, através do qual se acede à nave da igreja. A transição entre os dois volumes é realizada mediante a transposição do portal principal, com as suas quatro arquivoltas, Figura 13. A sul da capela-mor situa-se a sacristia, de dois pisos, que permite aceder a um jardim que se prolonga ao longo de toda a igreja e onde outrora se localizava o claustro primitivo.



Figura 12 - Galilé de entrada da igreja.

Relativamente à estrutura da cobertura da nave, representada na Figura 14 e na Figura 15, a mesma é executada por caibros, sendo travada transversalmente por caibros armados. Estas estruturas possuem tirantes metálicos e/ou de madeira na base, responsáveis por ligar as duas fachadas da nave travando, simultaneamente, o frechal. Desta forma, a componente horizontal da carga transmitida pelos caibros é eliminada.



Figura 13 - Portal principal de acesso à nave.

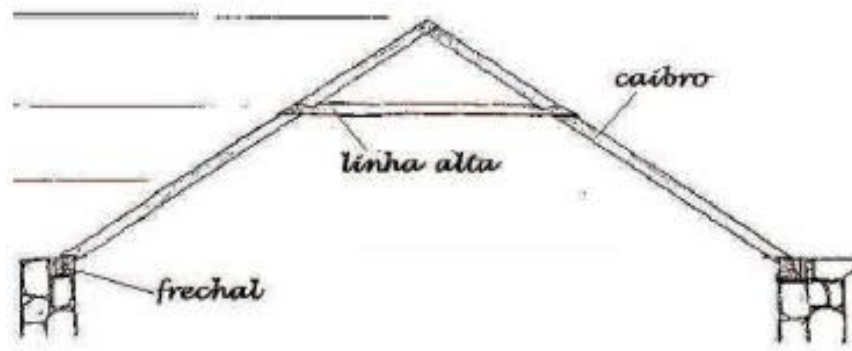


Figura 14 - Esquema estrutural da cobertura da nave.



Figura 15 - Travamento da cobertura da nave.

Uma observação pelo exterior da igreja permite observar sinais de adições e/ou modificações ocorridas ao longo dos anos. Por exemplo, podemos observar que as paredes da construção anexa e as da nave não têm continuidade, Figura 16, o mesmo acontecendo entre a galilé e a nave, Figura 17, onde se observa uma junta que indica que estas, possivelmente, foram construídas em diferentes períodos temporais.



Figura 16 – Pormenor da junta de ligação entre a construção anexa e nave.

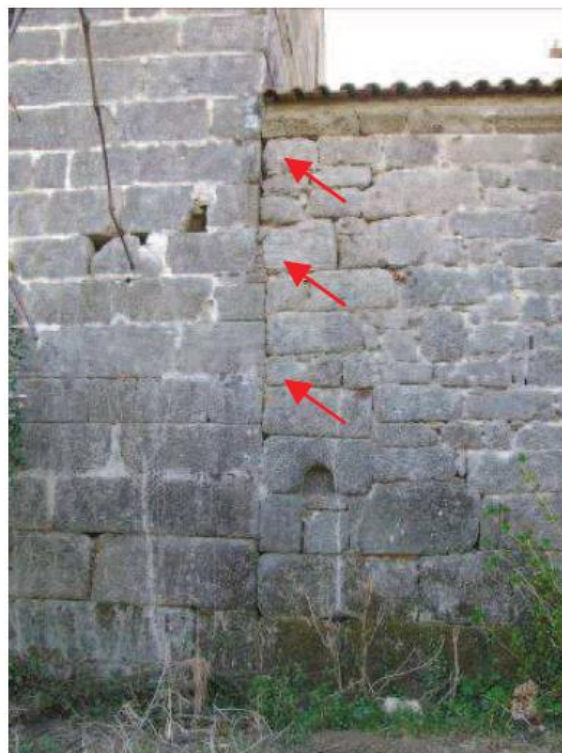


Figura 17 - Pormenor da junta de ligação entre a galilé e nave.

Também no interior do espaço, existem evidências de alterações aos planos originais, tendo existido um púlpito que foi retirado da fachada norte da nave podendo, atualmente, observar-se as marcas das escadas de acesso, Figura 18. Através da consulta de plantas antigas encontra-se assinalado na zona de entrada da nave uma zona de coro-alto que, muito provavelmente, também terá sido retirado numa intervenção recente, Figura 19.



Figura 18 - Zona do antigo acesso ao púlpito.

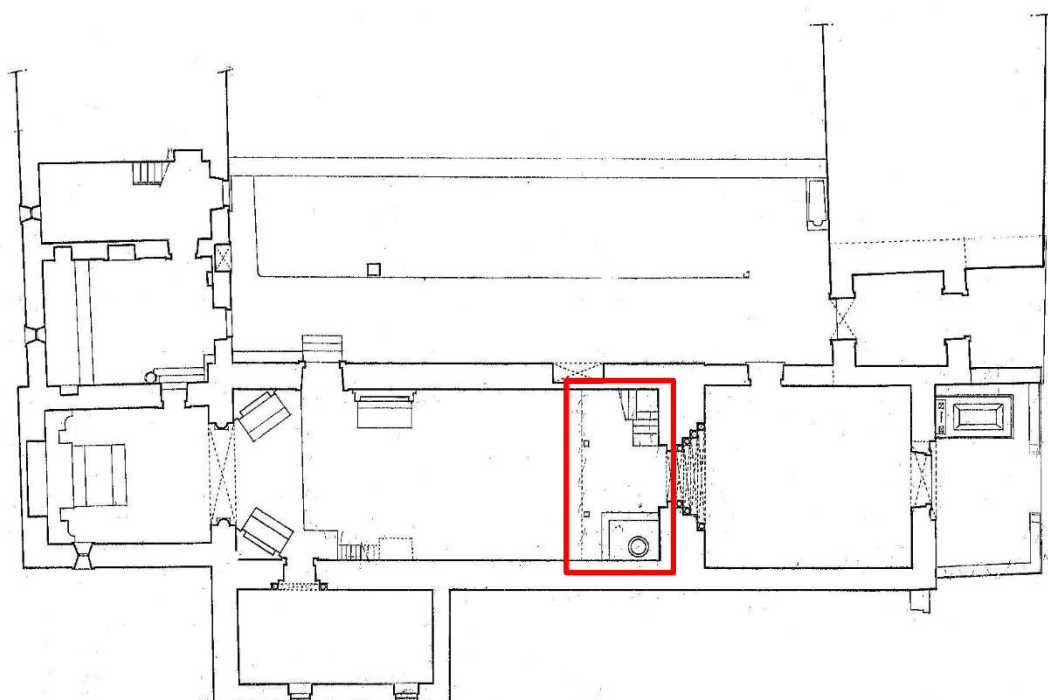


Figura 19 - Planta da igreja com estrutura de apoio do coro-alto, fonte: www.rotadoromanico.com.

3.4. SITUAÇÃO ATUAL E BREVE REFERÊNCIA A PROPOSTAS DE INTERVENÇÃO

Com base no relatório de inspeção efetuado pelo Instituto da Construção da FEUP (IC-FEUP - 2012), e através das últimas visitas registadas ao local, serão apresentados neste subcapítulo as principais patologias e/ou danos estruturais encontrados na igreja e que caracterizam o seu estado atual de degradação, bem como algumas intervenções que foram sugeridas.

Serão igualmente apresentadas, de forma resumida, algumas das sugestões de intervenções que constam no relatório “Recomendações Técnicas de Medidas de Consolidação e Reabilitação Estrutural”, realizado também pelo IC-FEUP em 2016 para o caso em estudo.

3.4.1. FACHADA PRINCIPAL

A fachada principal é constituída pelo portal central de quatro arquivoltas, assentes em quatro capitéis trabalhados a que correspondem quatro colunelos de cada lado da porta. No geral, observando pelo exterior da nave a pedra existente nesta fachada encontra-se degradada devido a um fenómeno de arenização, sendo detetável facilmente alguns grãos da pedra, em especial na zona dos cunhais e nos pilares. É também possível discernir a presença de fissuras nos próprios colunelos e na parede adjacente a estes, Figura 20, possivelmente devido aos assentamentos diferenciais dos elementos estruturais. No arco, as pedras que constituem o arco mais pequeno e próximo da porta encontram-se deslocadas e com fissurações, Figura 21.

Efetuando uma observação pelo interior, encontra-se uma deformação para fora do plano da parede, o que sugere uma separação dos panos que a constituem. Desta forma, é necessário estabilizar estes movimentos de separação dos panos, recorrendo por exemplo a pregagens transversais de forma a unir os dois panos.



Figura 20 - Fissuração na parede da fachada frontal e arenização da pedra.



Figura 21 - Fissuração e deslocamento do arco do portal.

Na Figura 22 apresenta-se a parte interior do portal. Conforme a informação recebida pelo pároco, esta zona terá sofrido obras que implicaram a desmontagem deste arco, e a sua posterior recolocação pedra a pedra. Durante este procedimento, o portal no exterior terá sofrido alguma descompressão, causando pequenos deslocamentos que levaram à abertura de fissuras e ao deslocamento da pedra de fecho das archivoltas. Pensa-se que estes danos, uma vez que terão ocorrido devido a um acontecimento isolado, estão estabilizados.



Figura 22 - Arco interior do portal principal.

3.4.2. FACHADA POSTERIOR

Feita uma observação pelo exterior da parede posterior da capela-mor, é visível uma fissura aproximadamente diagonal, que se prolonga até à base da parede, revelando na zona superior uma abertura significativa, Figura 23. Pelo interior, possivelmente devido à existência de um altar primitivo, foi identificada na zona central da parede, em forma de arco, uma grande diminuição de espessura, Figura 24.

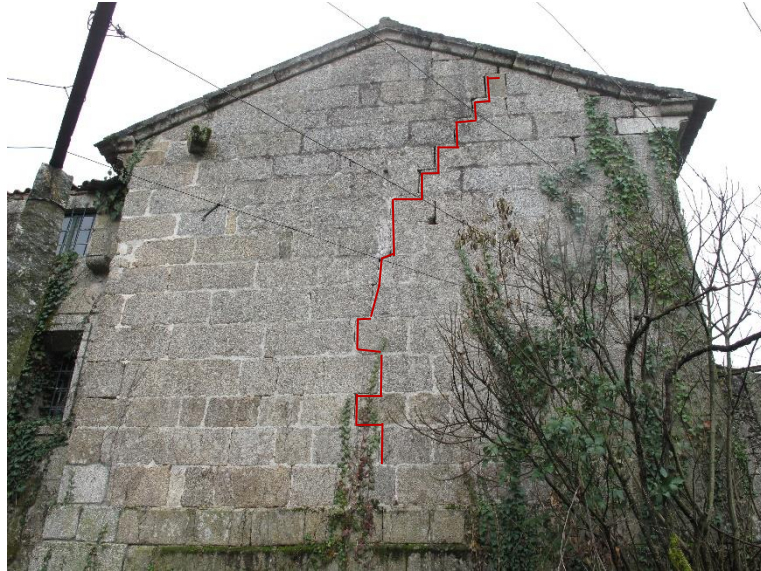


Figura 23 - Fissuração fachada posterior.



Figura 24 - Redução de espessura da parede posterior da capela-mor.

Ainda pelo interior, é visível alguma fissuração nos cantos da capela-mor que, apesar de ainda não possuir um desenvolvimento significativo, constitui um indicador do destacamento da parede posterior relativamente às paredes laterais.

Considera-se, portanto, que o estado de dano da parede posterior da capela-mor esteja associado a estas anomalias, sucintamente referidas, à debilidade da própria parede na zona central devido à menor espessura, à fraca ligação entre as paredes laterais e a parede posterior, e ainda a problemas de fundação.

Como medidas de intervenção para as patologias mencionadas, as seguintes intervenções foram sugeridas (IC-FEUP, 2016): a consolidação da parede posterior na zona central, através do preenchimento da alvenaria em falta e do refechamento das fissuras existentes; o recalçamento das fundações; consolidação da ligação entre as paredes laterais e posterior através da aplicação de pregagens na direção das paredes ou, recorrendo ao uso de chapas em forma de cantoneira, que serão instaladas pelo interior, ao longo da altura dos cantos posteriores da parede.

3.4.3. DESCALÇAMENTO DAS FUNDAÇÕES DA CAPELA-MOR

As fundações antigas de alvenaria de pedra, tais como as mais recentes, podem ser classificadas em dois grandes grupos consoante a sua profundidade: superficiais ou diretas; profundas ou indiretas. Dentro destes dois grupos, ainda podem se distinguir como soluções contínuas ou descontínuas.

No caso de fundações diretas, estas caracterizam-se tipicamente pelo prolongamento do elemento estrutural vertical (paredes mestras e/ou pilares). As suas dimensões variam consoante as características do solo, no caso de solos resistentes como solos rochosos, em que as suas características mecânicas possuem melhores qualidades do que a própria alvenaria, as fundações executam-se com a mesma espessura das paredes. No caso de solos de fundações de menor qualidade e resistência, as fundações adquirem uma sobrelargura de embasamento relativamente aos elementos estruturais sobrejacentes, Figura 25 (Roque, 2002).

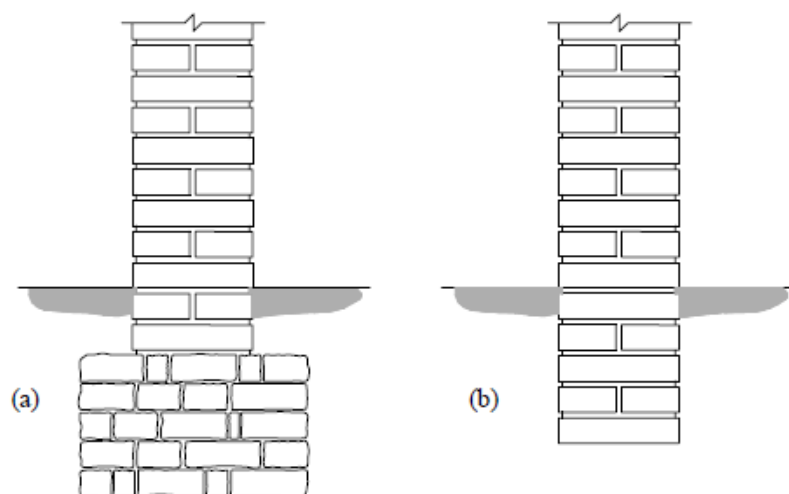


Figura 25 - Fundações diretas: (a) com sobrelargura de embasamento; (b) sem sobrelargura. Adaptado de (Roque, 2002).

Junto à fachada norte e este da capela-mor, é perceptível um abaixamento do terreno, sendo possível identificar a tipologia de fundações utilizada, Figura 26. As fundações são do tipo superficiais continuas, com uma espessura superior às paredes sobrejacentes. Encontram-se em mau estado, e com a possibilidade de algumas das pedras estarem pouco assentes causando, em caso de uma ação sísmica, alguma instabilidade local.

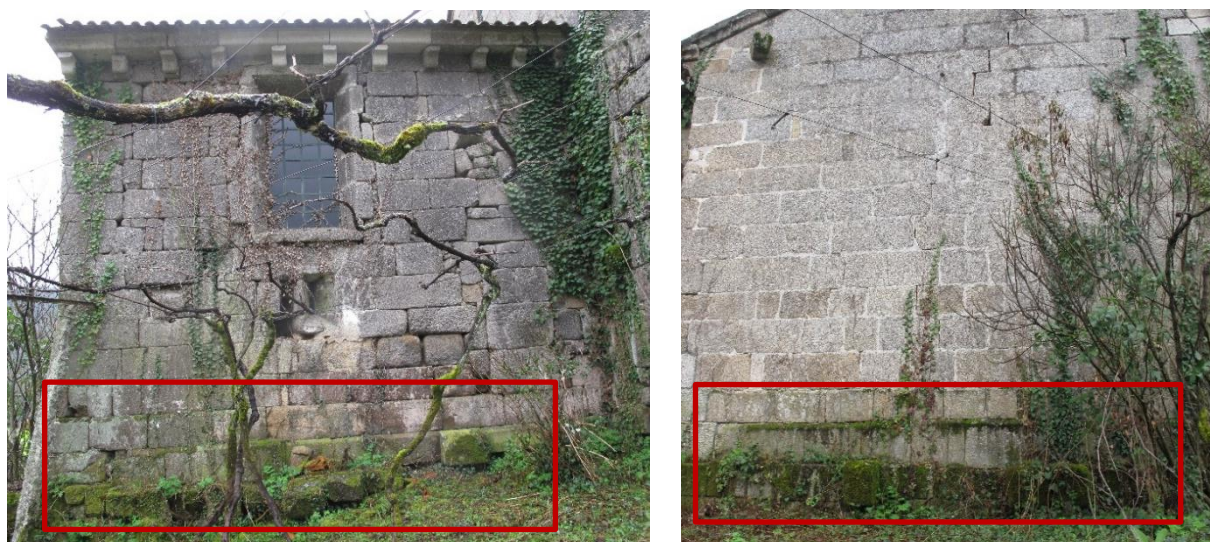


Figura 26 - Descalçamento das fundações da capela-mor.

As intervenções de reabilitação das fundações podem dividir-se em três diferentes modos de atuação: sobre o terreno de fundação; sobre as fundações; ou na adoção de medidas corretivas como a criação de juntas estruturais, redução de cargas, amputação de ampliações, confinamento da estrutura, etc (Roque, 2002).

Os recalçamentos superficiais constituem uma prática antiga, em que as intervenções de reparação incidem no terreno de fundação e/ou sobre as fundações. Os sistemas de recalces mais habituais são:

- Aumento da área de contacto solo-fundação;
- Rebaixamento das cotas de fundação;
- Melhoria dos solos subjacentes;
- Consolidação do material de fundação.

De acordo com o relatório pelo IC-FEUP (2016) a solução apresentada para o caso em estudo, passa pela consolidação das fundações através do recalçamento, conferindo as condições de apoio adequadas, recorrendo se necessário à injeção e selagem das juntas e rearranjo das pedras de fundação.

3.4.4. TORRE SINEIRA

Na fachada oeste da torre são identificadas algumas fissuras que, exteriormente, aparentam não ter continuidade, Figura 27.



Figura 27 - Fissuras na torre, fachada oeste.

Na fachada norte, a padieira da janela do segundo piso apresenta um apoio bastante frágil do lado esquerdo. Pensa-se que, originalmente, seria uma seteira, tendo sido posteriormente alargada para formar a atual janela, Figura 28.



Figura 28 - Fachada norte da torre.

3.4.5. FALTA DE ARGAMASSA DAS JUNTAS

Uma observação pelo exterior do monumento, permite identificar zonas onde a presença de argamassa nas juntas é praticamente inexistente. Tal facto, particularmente notado na fachada norte da nave, poderá ser a consequência de fenómenos de erosão, capazes de remover a argamassa das paredes portantes de alvenaria. Apesar de em alguns locais, como o anexo à nave, a inexistência da argamassa fazer parte do método construtivo original, isto é, onde o imbricamento das pedras ocorre com junta seca, o mesmo não acontece para a nave, sendo visíveis zonas em que já decorreram intervenções e se procedeu à reposição da argamassa, Figura 29.



Figura 29 - Fachada norte da nave.

A devolução à estrutura das suas condições originais, deverá envolver a recolocação de argamassa nas juntas. Para tal recorre-se preferencialmente a argamassas de cal, uma vez que a composição das argamassas de cimento demonstra ser nefasta para as alvenarias, dada estas conterem sais capazes de promover a deterioração da pedra a longo prazo.

4

CARACTERIZAÇÃO MECÂNICA

No presente capítulo é apresentada a metodologia adotada para a caracterização mecânica da igreja de Mancelos. Como já foi brevemente apresentado, procedeu-se à realização de ensaios não destrutivos de caracterização mecânica e ensaios dinâmicos de vibração ambiental; complementando a inspeção visual, estes ensaios são muito importantes no auxílio na avaliação de segurança de estruturas existentes.

Numa primeira secção serão apresentados os conceitos base que definem os ensaios realizados, seguido dos procedimentos tomados na leitura e tratamento dos dados.

4.1. ENSAIOS SÓNICOS

A ideia de analisar, ou tentar caracterizar o interior de um objeto, através do som que uma pancada/impulso gera, é uma noção bem antiga conhecida pelo ser humano, de maneira que nos remete para a pré-história. Esta ideia tão simples de caracterizar um material subsistiu, de tal forma que se desenvolveu e evoluiu até aos dias de hoje, sendo formalizada como um método de análise não destrutivo com o recurso a ensaios sínicos.

Inicialmente os ensaios desenvolvidos tinham como objeto de estudo materiais homogéneos, sendo aplicados impulsos sínicos na gama dos ultrassons (Carino, 2004). Porém dada a limitação dos ensaios ultrassónicos em meios heterogéneos, gerou-se um interesse no desenvolvimento dos ensaios sínicos, sendo estes aplicados pela primeira vez em alvenarias na década de 60.

Com o tempo iniciaram-se, entre outros, vários estudos nas possíveis aplicações dos ensaios sínicos, desde estudos sobre a determinação do módulo de elasticidade em paredes de betão (Chisctaras, 1994), no diagnóstico e reabilitação de estruturas históricas de alvenaria (Binda e Saisi, 2001), como também no controlo da eficácia de injeção de argamassa em edifícios de alvenaria de pedra.

4.1.1. PRINCÍPIOS BÁSICOS

O método de ensaios sónicos consiste na transmissão e reflexão de ondas mecânicas que atravessam um meio de propagação, podendo estar na gama de frequências do sónico ou ultrassónico.

Uma vez que uma onda mecânica requer um meio material para se propagar e a capacidade de transporte depende do potencial de elasticidade, a velocidade de propagação está interligada com as características do material.

Um ensaio sónico de transmissão envolve a passagem de ondas de compressão, ondas de superfície e ondas de corte, na gama de frequências sónicas, de 500 Hz a 10 kHz, que percorrem a espessura/distância de uma parede/estrutura que se pretende estudar. No caso do ensaio direto, a transmissão da onda é iniciada de um dos lados da estrutura com o recurso de um martelo, e a receção é dada no lado oposto através da colocação de acelerómetros posicionados diretamente do lado oposto, Figura 30 (a).

No caso do ensaio semidirecto, Figura 30 (b), a transmissão da onda é iniciada na face adjacente à face onde estão colocados os acelerómetros. Por último, no ensaio indirecto a transmissão da onda e sua receção ocorrem na mesma face, Figura 30 (c).

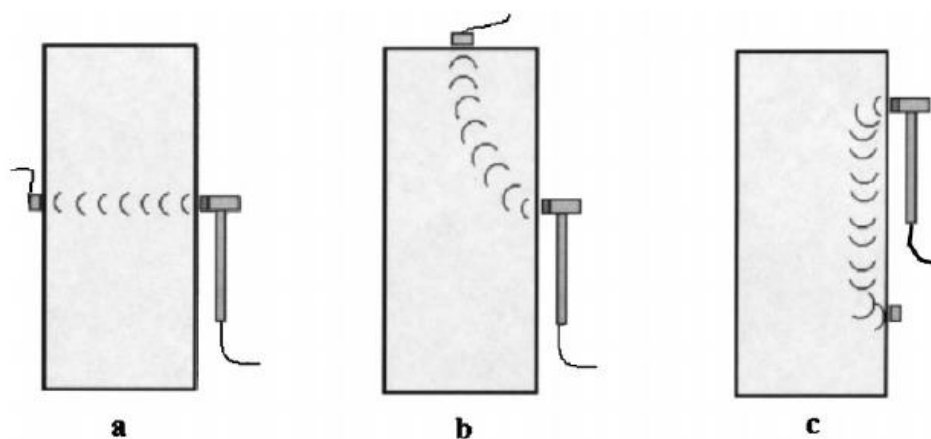


Figura 30 - Modos de transmissão dos ensaios sónicos: (a) direto; (b) semidirecto; (c) indirecto. Adaptado (McCann e Forde, 2001).

Os resultados envolvem o cálculo da velocidade de propagação das ondas em função da distância que percorrem, sendo uma preocupação primária o tempo de chegada registado pela primeira onda. Com base no valor da velocidade medida pode ser feita uma correlação com os parâmetros mecânicos.

No que diz respeito à propagação destas ondas em meios elásticos, a sua propagação dependerá, de fatores relacionados com as características do material e do tipo de onda, pelo que estas últimas irão ser discutidas em seguida.

A velocidade da onda pode ainda ser influenciada pela presença de vazios e fendas. Dado que a onda não se propaga através do ar, o percurso a realizar por esta terá de contornar o obstáculo resultando numa atenuação do sinal, num aumento do tempo de propagação e, portanto, num decréscimo da velocidade.

4.1.2. TIPOS DE ONDA

É conhecida a existência de dois grupos de ondas, que se diferenciam no sentido de propagação e pela forma de vibração das partículas: as ondas superficiais e ondas volúmicas. Desta forma, para proceder a uma análise correta das ondas geradas pelo martelo de impulsos e o posterior tratamento dos dados recolhidos pelos acelerómetros é importante conhecer as suas características e saber as diferenciá-las:

- Ondas volúmicas: ondas P (ondas primárias, longitudinais ou de compressão) e ondas S (ondas secundárias, transversais, de cisalhamento ou de corte);
- Ondas de superfície: ondas Love (de corte no plano horizontal, perpendiculares) ondas R (ondas Rayleigh).

Na Figura 31 apresentam-se os modos de propagação dos quatro tipos de ondas elásticas a que se fez referência.

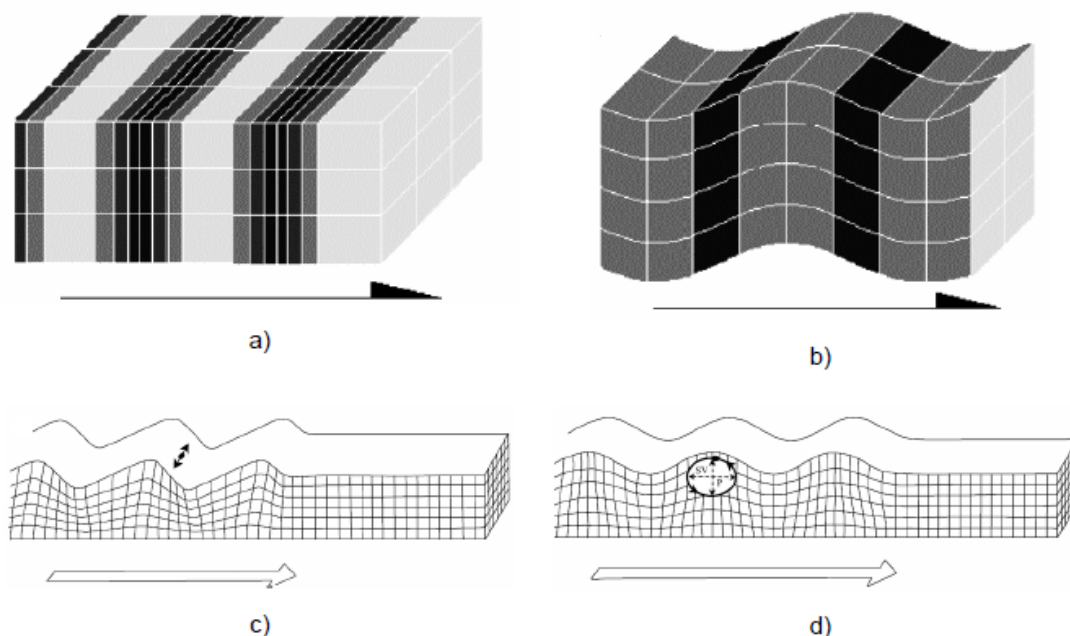


Figura 31 – Modos de propagação dos principais tipos de ondas elásticas: (a) ondas P; (b) ondas S; (c) ondas Love; (d) ondas R. Ilustrações retiradas de “Fundamentos de Geofísica” (Miranda et al., 2000).

A identificação dos diferentes tipos de onda fornece ao utilizador informações diferentes, dado que o seu modo de propagação afeta a sua velocidade, energia e comprimento de onda (Miranda, 2011).

Face ao tipo de ensaios que foram realizados para a caracterização mecânica da Igreja de Mancelos, ensaios diretos e indiretos, é importante saber qual onda a considerar na fase de tratamento dos dados.

As ondas P são as mais rápidas e propagam-se com a direção do impacto, ou seja, o recetor deve estar na mesma direção para captar o movimento das partículas causado pelas ondas P. Estabelecendo uma correspondência, o ensaio que utiliza esta configuração é o ensaio direto. O impacto do martelo e a receção da onda ocorrem em faces opostas e à mesma altura, sendo a distância percorrida pela onda a espessura do objeto.

A identificação das ondas P é imediata num ensaio direto, a primeira chegada corresponde à chegada das ondas P. A sua contribuição no sinal recebido pelo acelerómetro unidirecional (que capta os

movimentos para fora do plano a que está acoplado) é preponderante já que este é o tipo de ondas que gera movimentos nessa direção. A chegada de uma onda P é possível de identificar já que corresponde ao momento em que o sinal do recetor é diferente de zero.

A propagação das ondas R dá-se na superfície do impacto já que este tipo de ondas apenas se faz notar nessa zona. Para ser possível medir o correspondente movimento de partículas é necessário colocar o acelerómetro na mesma superfície em que se realizou o impacto. O ensaio que adota essa configuração é o ensaio indireto.

A identificação das ondas R quando se realiza um ensaio indireto não é tão imediata, já que à superfície também se propagam as ondas P. Contudo, as ondas P são mais rápidas que as ondas R e por isso aparecem mais cedo no sinal recebido pelo acelerómetro. A chegada pelas ondas R (mais lentas) é assinalada pelo aumento da amplitude dos movimentos detetados pelo acelerómetro já que, a quantidade da energia que se propaga à superfície associada às ondas R é muito superior à energia dos restantes tipos de ondas (Miranda, 2011), Figura 32.

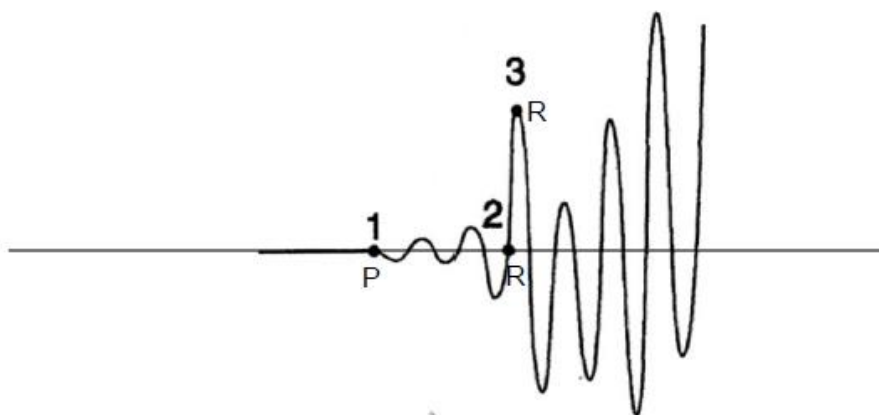


Figura 32 - Forma típica do sinal de um ensaio indireto (gráfico tempo vs amplitude): Ponto 1 - Chegada das ondas P; Ponto 2 - Chegada das ondas R; Ponto 3 - Pico máximo das ondas R. Adaptado de (Miranda, 2011).

Contudo, os resultados devem ser analisados caso a caso; as diferentes configurações de ensaios facilitam a identificação de ondas específicas, mas não impedem que também sejam identificadas as outras ondas. Dessa forma, deve-se analisar a onda identificada (velocidade obtida, distância considerada, periodicidade, energia e as condições do ensaio) para depois atribuir a qual tipo ela pertence.

4.1.3. VELOCIDADE DAS ONDAS

Relativamente às ondas P são conhecidas por serem as mais rápidas de entre as ondas mecânicas e geralmente quando passam para um novo meio de propagação alteram a sua velocidade (Miranda, 2011).

A sua velocidade de propagação é dada pela equação seguinte (Richart, 1958):

$$V_p = \sqrt{\frac{E * (1 - \nu)}{\rho * (1 + \nu) * (1 - 2\nu)}} \quad (4.1)$$

Sendo,

V_p = velocidade das ondas P;

ρ = densidade do meio;

E = módulo de elasticidade;

ν = coeficiente de Poisson;

Quanto às ondas R, estas são ondas superficiais que apresentam um movimento elíptico retrógrado, semelhante ao movimento de uma onda do mar e afetam a camada superficial, mas também as camadas subjacentes, embora o seu efeito decresça com a profundidade (Ferreira, 2003; Miranda et al., 2000).

À semelhança das restantes ondas elásticas, também as ondas R podem ser relacionadas com parâmetros físicos e mecânicos do material em que se propaga: coeficiente de Poisson, módulo de elasticidade e densidade. A equação apresentada por (Rayleigh, 1885) relaciona esses parâmetros:

$$V_r = \frac{0.87 + 1.12\nu}{1 + \nu} * \sqrt{\frac{E}{\rho} * \frac{1}{2(1 + \nu)}} \quad (4.2)$$

Segundo estudos realizados por Carino (2001), verificou-se que para um corpo de betão com um coeficiente de Poisson de 0,2, as ondas P são as mais velozes, seguidas das ondas R, que se propagam com cerca de 50% da velocidade de propagação das ondas P (Miranda, 2011).

4.1.4. CONFIGURAÇÃO DOS ENSAIOS

4.1.4.1. Equipamento

Como fonte emissora, no ensaio sónico é utilizado um martelo instrumentado que permite ao utilizador conhecer, a cada momento, a força que executa. Um dos martelos mais utilizados é o martelo *Dytran Instruments*, pesa cerca de 320 gramas e a sua massa pode ser aumentada em 200 gramas, caso se pretenda adquirir uma maior amplitude de impacto, mas com frequências baixas.

Os recetores frequentemente usados são acelerómetros, que registam as acelerações que ocorrem na superfície em que estão instalados. Existem no mercado acelerómetros com várias dimensões, no entanto, em alvenarias de pedra utilizam-se acelerómetros com dimensão reduzida. Nos ensaios realizados foram utilizados os acelerómetros 3035B1G Dytran Instruments, estes pesam cerca de 2,5 gramas e têm capacidade de ler acelerações até $\pm 500g$.

De forma a transformar o sinal analógico proveniente do martelo e dos acelerómetros para digital é utilizada uma placa de condicionamento (ADC – “analog-to-digital converter”), e de aquisição tornando possível o seu processamento por um computador. A leitura e conversão é feita a uma determinada taxa de aquisição, isto é, um determinado número de valores é lido e convertido em digital num dado espaço de tempo. Por vezes é também utilizado um amplificador de sinal, que permite amplificar, filtrar e equalizar o sinal para que este adquira níveis de tensão ajustados, com boa relação entre o sinal e o ruído, de forma que tenha a mínima distorção harmónica (Matos, 2016).

Por fim, é necessário um computador que serve para controlar o ensaio, visualizar e gravar os resultados obtidos. O conjunto dos materiais utilizados exhibe-se na Figura 33.



Figura 33 - Equipamento utilizado nos Ensaios sónicos: (1) Martelo; (2) Acelerómetro; (3) amplificador sinal; (4) Placa de aquisição de sinal; (5) Computador portátil. Adaptado de Matos (2016).

4.1.4.2. Pontos de aplicação de ensaios sónicos

De forma a elaborar um modelo numérico, que posteriormente se irá descrever, é necessário proceder a uma calibração com base em ensaios experimentais. Desta forma, e com base em resultados preliminares que o modelo apresentou, observou-se que seria importante analisar as paredes portantes que delimitam a nave da igreja, o que para o objeto de estudo representam ser os mais relevantes, obtendo assim um conjunto de valores qualitativos que representam a estrutura global da igreja, não obstante da realização de ensaios adicionais noutras localizações, face a deteriorações que se observaram atuando estes como um meio de comparação. Na Figura 34 estão representados os locais em que se procederam os ensaios:

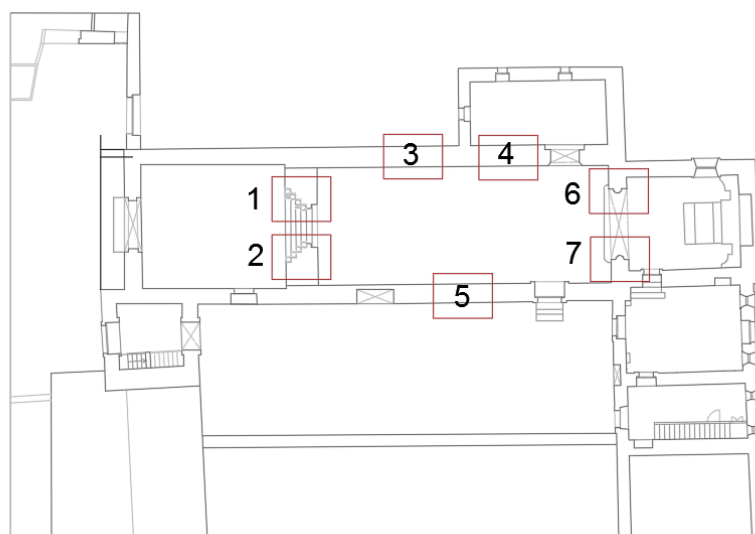


Figura 34 - Locais de ensaios sónicos.

Nos locais 1 e 2 procedeu-se a realização de ensaios do tipo direto e indireto. Nas restantes localizações, 3 a 7, devido à falta de meios e de acesso apenas se efetuaram ensaios do tipo indireto.

4.2. LEITURA E TRATAMENTO DE DADOS

A aquisição dos dados dos ensaios requer uma atenção especial, porque de facto durante a realização destes existem fatores que influenciam o sinal, como por exemplo, questões físicas como o eventual registo de dois impactos momentâneos do martelo e vibrações ou ruídos ambientais. Ou seja, numa primeira fase é bastante importante fazer uma leitura preliminar dos dados, para eventualmente repetir e/ou descartar alguma pancada. De forma a resolver este problema, em ambiente de campo é utilizado um software que foi desenvolvido no Laboratório de Engenharia Sísmica e Estrutural da FEUP (LESE), na plataforma *Labview*; este programa permite além da visualização dos ensaios em tempo real, a capacidade de guardar ou descartar os dados, conforme a opção do operador. Os dados guardados ficam armazenados num ficheiro Excel que posteriormente são processados em *Matlab*, uma vez que a capacidade gráfica deste é bastante superior á do *Labview*.

A fase seguinte corresponde à análise dos gráficos em *Matlab*, surgindo algumas questões relacionadas com a definição correta, ou mais aproximada, do fim do ruído e início de sinal, como também a identificação da onda R.

Considerando os critérios definidos e estudados por Maia (2016) e Matos (2016), face às dificuldades aí expostas, optou-se por adotar o 3º critério. Este critério sugere a aplicação de uma ampliação na janela do sinal, Figura 35, que permita estabelecer melhor a distinção entre o ruído e o sinal, podendo desta forma identificar o instante em que ocorre a chegada da primeira onda e identificar a chegada da onda R. Após ser identificado o início de onda, é realizada uma ampliação adicional nesta zona de forma a reajustar e obter um valor mais preciso.

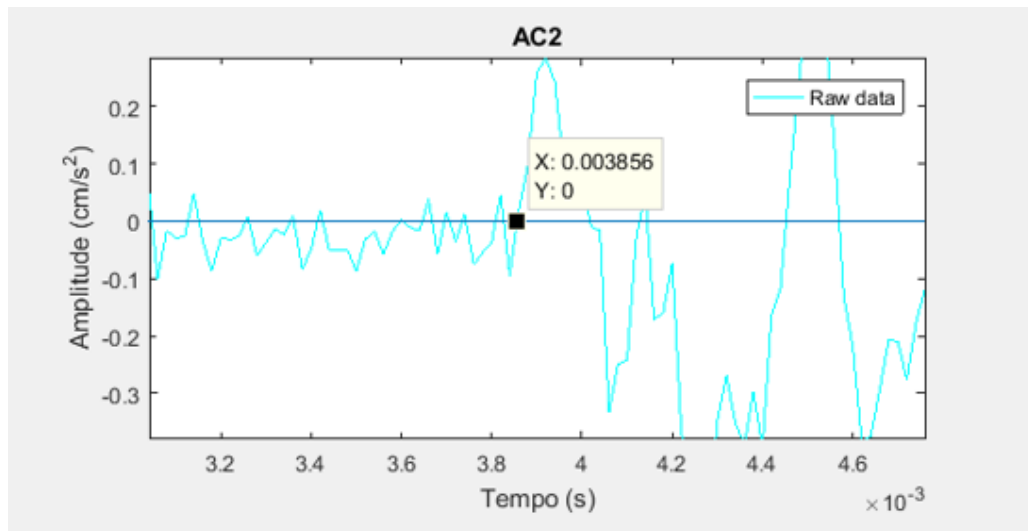


Figura 35 - Gráfico tipo obtido no programa Matlab.

4.3. RESULTADOS E CONSIDERAÇÕES

No presente subcapítulo, de modo a sintetizar informação pertinente, serão apenas discutidos e apresentados os resultados obtidos para as zonas 1, 3 e 4. Os restantes resultados serão representados em anexo.

4.3.1. ZONA 1 – PORTAL, LADO NORTE

- Ensaio Indireto

Na Figura 36 está representada em pormenor a configuração do ensaio, caracterizando o ensaio indireto. Optou-se por definir cinco colunas de medição devido às cinco diferentes espessuras de parede, com uma malha de pontos com espaçamento vertical e horizontal de 30 centímetros.

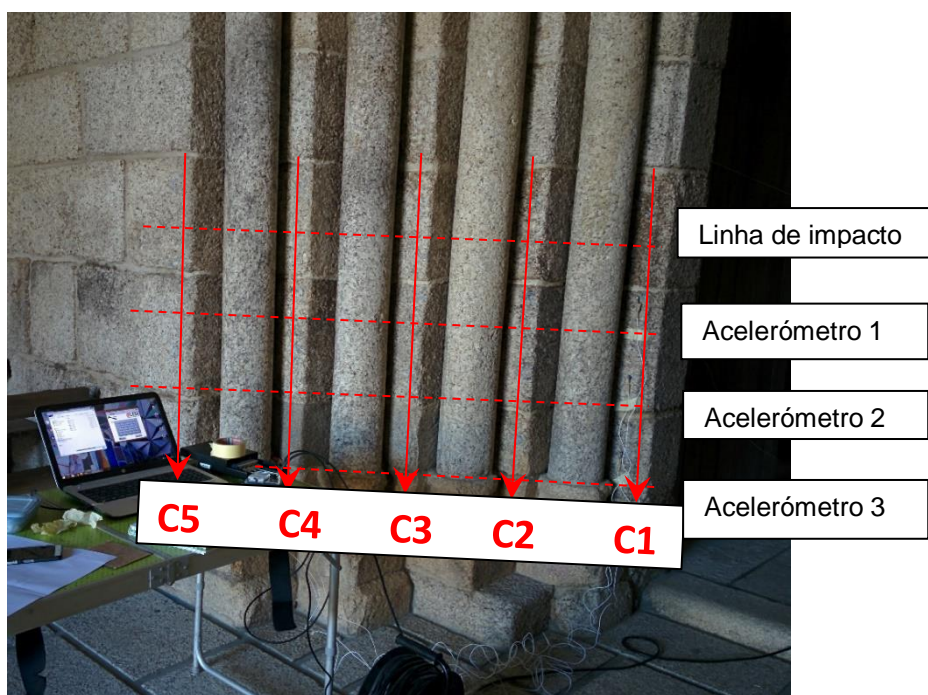


Figura 36 - Fotografia do ensaio na zona 1.

Na Tabela 1 – Resultados do ensaio sónico indireto, zona 1. estão resumidos os resultados obtidos em que, t , representa o tempo em segundos que a onda gerada pelo impacto do martelo demorou a percorrer a distância, d , até à sua receção no acelerómetro respetivo. A velocidade média da onda P, obtida com base na equação anteriormente (4.1), é representada por V_{Pm} , assumindo uma massa volúmica de $\rho=2400\text{kg/m}^3$ e um coeficiente de Poisson de $\nu=0.3$ (valor adotado de acordo com Silva (2008)), obtendo o módulo de elasticidade, E .

Neste ensaio, as ondas que melhor se identificaram foram as ondas P, daí os resultados expostos se exprimem em função deste tipo de onda.

Analizando os resultados obtidos, pode-se constatar uma baixa dispersão de velocidades, o que sugere uma consistente ligação entre os blocos da alvenaria, contribuindo para uma boa estimativa do módulo de elasticidade. O valor médio obtido para o módulo de elasticidade é de $E = 2,3 \text{ GPa}$.

Tabela 1 – Resultados do ensaio sónico indireto, zona 1.

Col.	Acelerómetro	t(s)	d (m)	V_{Pm} (m/s)	R^2	E (GPa) P (média)
1	1	0,0003	0,3	953,86	0,99	1,62
	2	0,00057	0,6			
	3	0,00095	0,9			
2	1	0,00032	0,3	1225,6	0,98	2,68
	2	0,00046	0,6			
	3	0,00075	0,9			
3	1	0,00021	0,3	1174,6	0,98	2,46
	2	0,00041	0,6			
	3	0,00077	0,9			
4	1	0,00028	0,3	1118,6	0,96	2,23
	2	0,00046	0,6			
	3	0,00082	0,9			
5	1	0,00023	0,3	1183,0	1,00	2,50
	2	0,00053	0,6			
	3	0,00074	0,9			

Os valores obtidos para o R^2 encontram-se arredondados à centésima.

Realizando um gráfico que relaciona a distância dos acelerómetros ao ponto de impacto, com o tempo de chegada, pode ser aproximada uma correlação linear, correspondendo o declive da linha de tendência à aproximação média das velocidades de cada alinhamento, Figura 37.

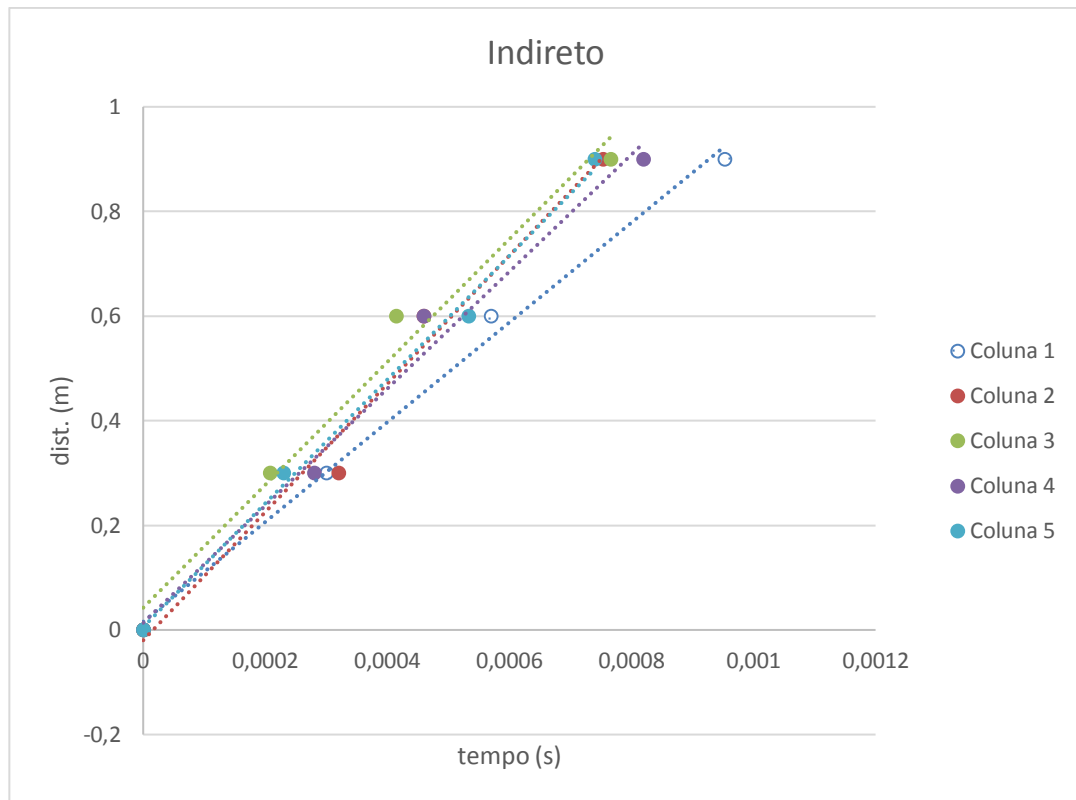


Figura 37 - Gráfico distância-tempo ensaio indireto, zona 1.

- Ensaio Direto

A Figura 38 representa um esquema em planta do ensaio direto, exibindo as espessuras relativas de cada alinhamento de medição.

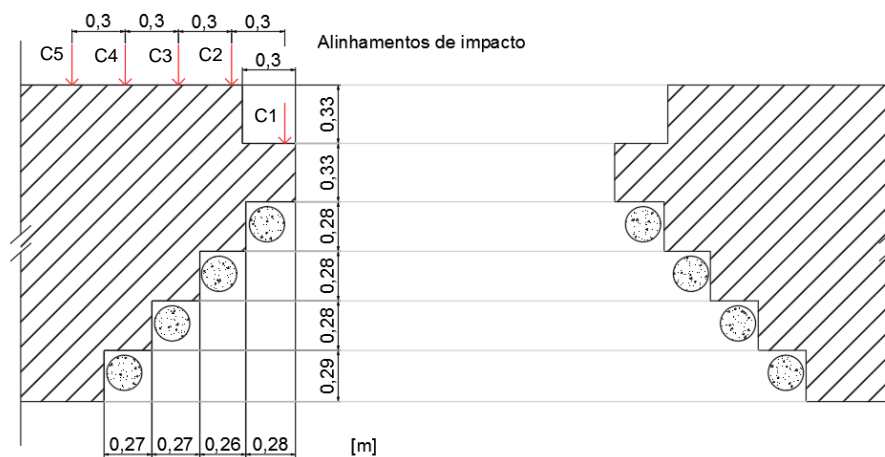


Figura 38 - Esquema em planta do ensaio direto realizado no lado esquerdo, do portal da nave.

Para este ensaio apenas se consideraram válidos os dados referentes às colunas 1 e 2, uma vez que logo após a realização da pancada nos pontos respetivos das colunas 3, 4 e 5 foi possível detetar no programa *Labview*, um sinal de resposta com bastante ruído que impediu de extrair qualquer informação útil, descartando assim os resultados. Este ruído obtido estará possivelmente relacionado com a elevada espessura da parede e características da estrutura interna. Com as velocidades obtidas para os pontos das colunas 1 e 2 foi criado um mapa de velocidades. Na análise do mapa de velocidades, criado através do programa “*Surfer*”, pode-se observar uma zona mais escura a azul, que se traduz numa área em que as velocidades registadas foram baixas, podendo corresponder a um material de menor densidade ou alguma irregularidade na estrutura interna, Figura 39.

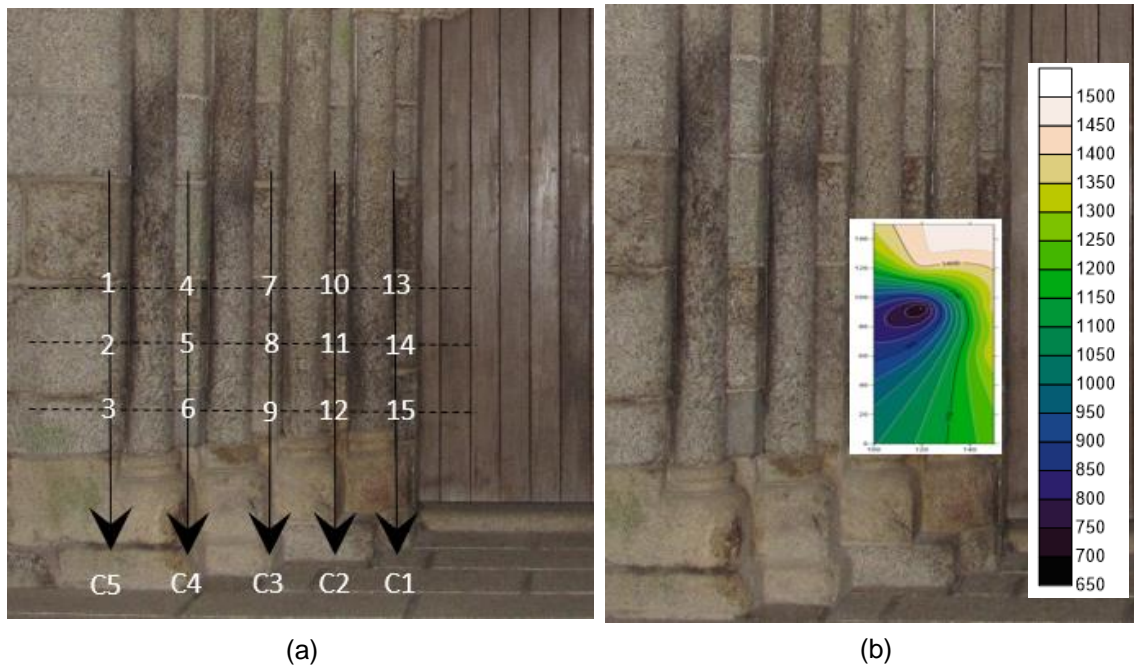


Figura 39 - (a) Configuração de ensaio direto; (b) Mapa de velocidades.

4.3.2. ZONA 3 – PAREDE NORTE NAVE

Repetindo o processo do ensaio, ilustra-se na Figura 40, o local e a configuração das colunas adotada para a zona 3. Foi definido, de igual forma, uma malha de pontos quadrada com um espaçamento nas duas direções ortogonais de 30 centímetros. Neste ensaio os resultados obtidos baseiam-se em função das ondas P, dado que também neste ensaio estas foram identificadas mais facilmente. Os resultados obtidos apresentam-se na Tabela 2.

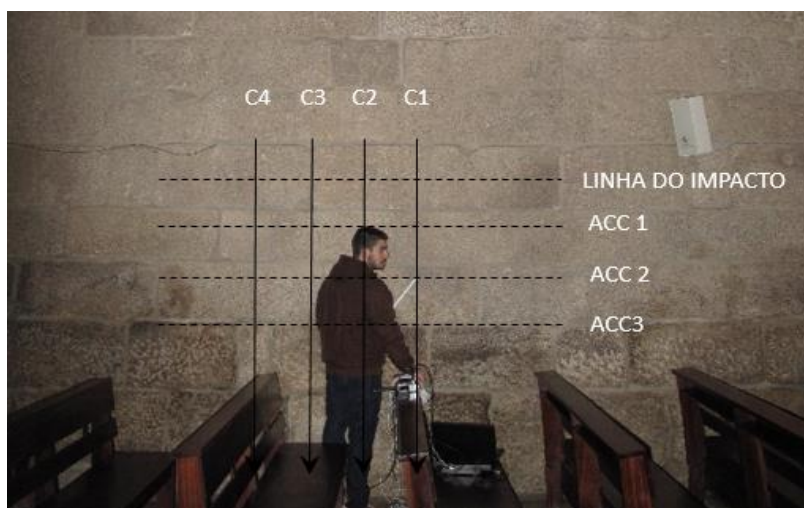


Figura 40 - Configuração ensaio indireto da parede esquerda da nave.

Feita uma análise pode-se constatar uma uniformidade geral dos resultados, com um valor médio do módulo de elasticidade de 1,8 GPa, e as velocidades com um valor médio de 997 m/s, descontando o valor atípico obtido na coluna 3. Considerando todos os resultados, obtemos um valor médio $E=2.15$ GPa, desta forma consideram-se dois valores de referência para o processo de calibração.

Coluna	AC	t(s)	d (m)	V_{Pm} (m/s)	R^2_P	E (Gpa) P_m
1	1	0,00044	0,3	825,14	1,00	1,2
	2	0,00076	0,6			
	3	0,0011	0,9			
2	1	0,0002	0,3	1153,4	1,00	2,4
	2	0,00046	0,6			
	3	0,00077	0,9			
3	1	0,00028	0,3	1332,7	0,98	3,2
	2	0,00051	0,6			
	3	0,00066	0,9			
4	1	0,00023	0,3	1011,5	0,99	1,8
	2	0,00051	0,6			
	3	0,00089	0,9			

Tabela 2 - Resultados ensaio indireto da parede esquerda da nave.

Na Figura 41, apresenta-se de igual forma o gráfico distância-tempo obtido para as ondas P, e as linhas de tendência utilizadas no cálculo da velocidade.



Figura 41 – Gráfico distância-tempo ensaio indireto, zona 3.

4.3.3. ZONA 5 – PAREDE SUL NAVE

Na Figura 42 ilustra-se o local e a configuração de ensaio adotada para a parede sul da nave.

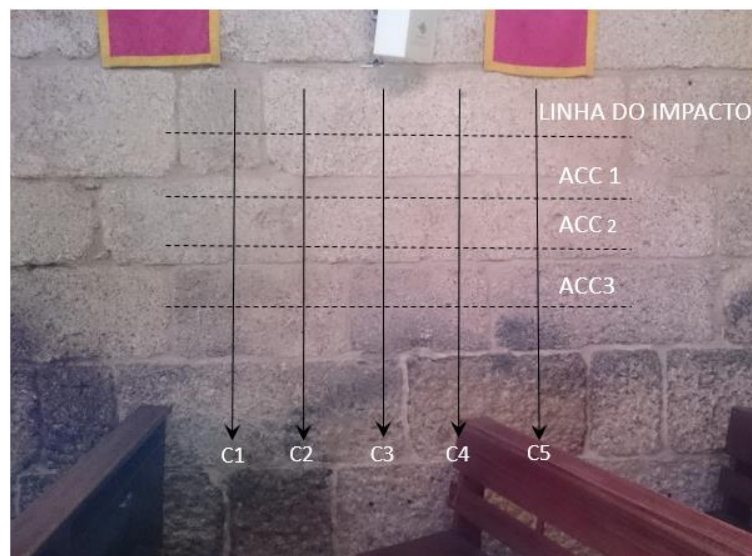


Figura 42 - Configuração do ensaio indireto da parede sul da nave.

Neste ensaio foi possível não só a identificação de ondas P como também das ondas R. Na Figura 43 pode-se ver um exemplo de uma seleção do instante na identificação da onda R, que corresponde à escolha do momento em que se inicia o maior pico registado; este pico, de um modo regular, atinge o dobro da amplitude de um pico de uma onda P. O registo da chegada da onda P, como já foi referido, corresponde à inicial oscilação do sinal, situando-se este instante, tendo como exemplo o sinal da Figura 43, aos $3,5 \times 10^{-3}$ segundos.

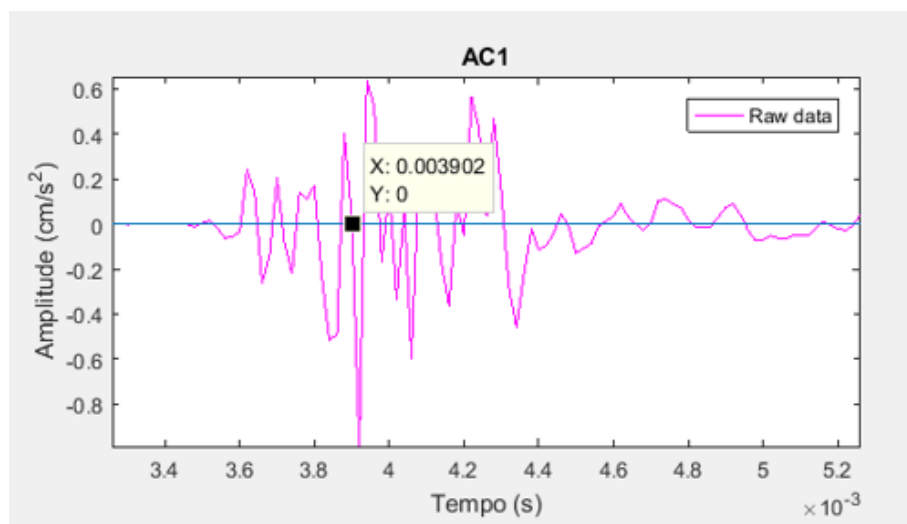


Figura 43 - Seleção exemplo de uma onda R.

Observando os resultados dispostos na Tabela 3, apesar de serem indicados os valores obtidos para as ondas R, posteriormente foram apenas apreciados os dados relativos às ondas P, de modo a padronizar os módulos de elasticidades na construção do modelo numérico. Desta forma, excluindo o valor mais díspar assinalado a vermelho, cuja razão entre velocidades é a mais baixa, neste ensaio obteve-se um valor médio do módulo de elasticidade de $E_p = 1,85$ GPa.

Tabela 3 - Resultados ensaio indireto da parede direita da nave.

Col.	AC	V_{Rm} (m/s)	R^2_R	V_{Pm} (m/s)	R^2_P	V_R/V_P	E (GPa) R	E (GPa) P
1	1							
	2	573,9	0,98	1039,9	0,99	0,55	2,4	1,9
	3							
2	1							
	2	481,1	0,91	1167,9	0,98	0,41	1,7	2,4
	3							
3	1							
	2	368,3	0,99	1315,8	0,94	0,28	1,0	3,1
	3							
4	1							
	2	594,3	0,99	878,6	1,00	0,68	2,6	1,4
	3							
5	1							
	2	550,8	0,97	969,3	1,00	0,57	2,2	1,7
	3							

Na Figura 44 ilustra-se o gráfico distância-tempo obtido para as ondas P, bem como as respectivas linhas de tendência. É possível observar neste, a irregularidade da coluna 3, quando comparada com as outras colunas.

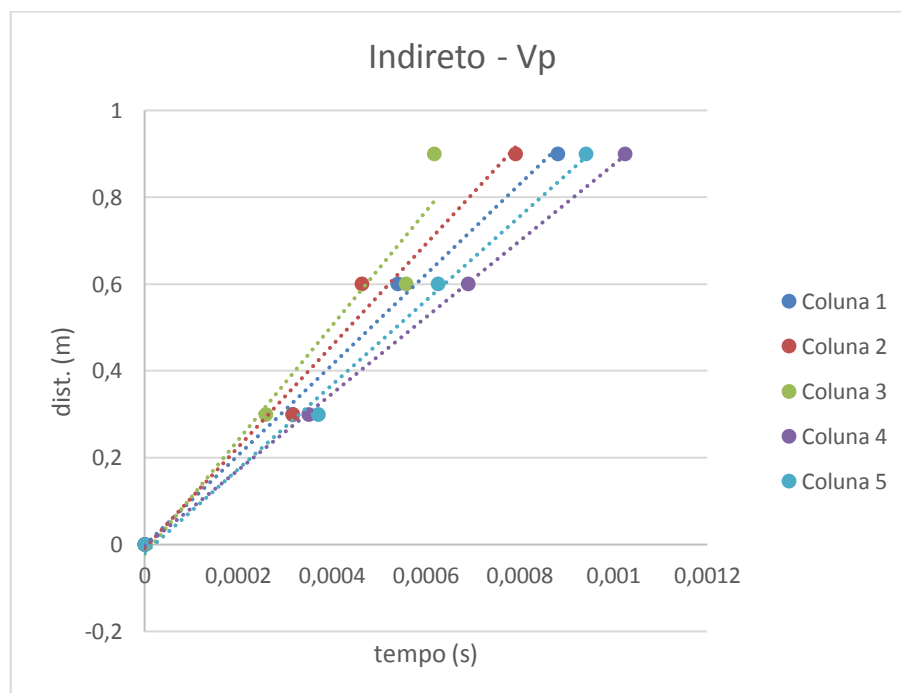


Figura 44 - Gráfico distância-tempo ensaio indireto ondas P, zona 5.

4.4. ENSAIO DE GEORADAR

O método do georadar (ou GPR – “*Ground Penetrating Radar*”) é conhecido como um método geofísico de prospeção não destrutivo, que se baseia na emissão, propagação e leitura de curtos impulsos eletromagnéticos (IEM ou *ElectroMagnetic Pulse* - EMP) de alta frequência através de uma antena, para um dado meio material, Figura 44. À medida que se propagam pelo meio estas ondas sofrem fenómenos de reflexão, refração e difração nas interfaces de meios com diferentes características elétricas. A percentagem da onda refletida é captada pelo equipamento, tendo este a capacidade de armazenar e visualizar os dados sob a forma de um perfil. A restante percentagem da onda atravessa a interface, continuando a propagar-se até encontrar uma nova camada, repetindo-se o processo.

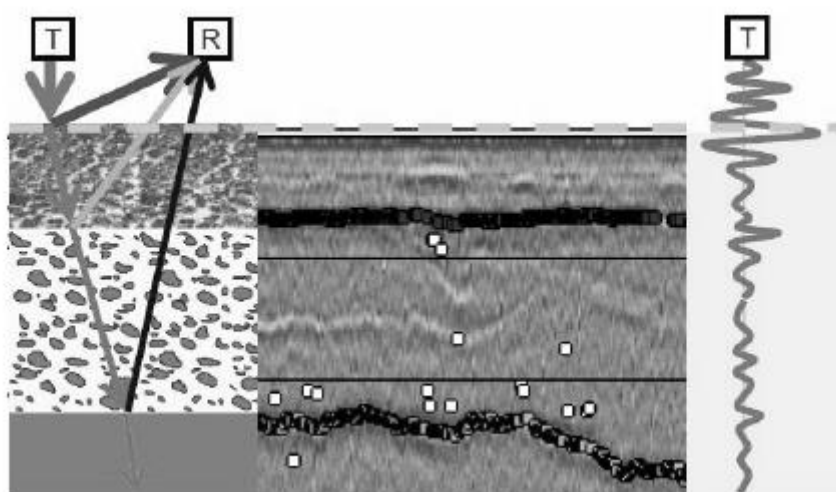


Figura 45 - Princípio de funcionamento do georadar, adaptado de (Fontul, 2004). Do lado esquerdo está representado o fenómeno de propagação das ondas, à medida que atravessam as camadas do material. Ao centro, o resultado sobre forma de radargrama, e á direita o aspecto da onda sinusoidal obtida.

Inicialmente, a aplicação de ondas eletromagnéticas surgiu através de estudos realizados pelo físico britânico Jame Clark Maxwell no campo do eletromagnetismo na criação do Radar (acrónimo de *RAdio Detection And Ranging*), um dispositivo que permitia detetar objetos e determinar a distância a que se encontram da fonte emissora, recorrendo a frequências rádio. Mais tarde na década de 60, durante a Guerra do Vietname foi desenvolvido um radar para penetrar o subsolo, que permitia identificar túneis pouco profundos. Em 1970 fundava-se a primeira companhia de produção de georadar com fins comerciais, a GSSI – *Geophysical Survey Systems Inc.* (Fontul, 2004), surgindo desde então inúmeras publicações abrangendo todos os domínios de aplicação do georadar.

Dentro da área de Engenharia Civil este método possui um vasto leque de aplicações destacando-se, por exemplo, no caso de estruturas de betão armado, a possibilidade de determinar a espessura de recobrimento das armaduras, inspecionar e identificar vários defeitos na sua construção, como fissuras e espaços vazios. No caso de infraestruturas de transporte, o georadar é bastante útil na determinação da espessura e caracterização das diferentes camadas dos solos de fundação. Além disso o georadar tem ainda sido aplicado na análise de estruturas de alvenaria de pedra de construções históricas (Binda, Lenzi e Saisi, 1998).

4.4.1. PRINCÍPIOS DE FUNCIONAMENTO DO GEORADAR

Como já foi referido, o método do georadar consiste na emissão de impulsos para o interior de um meio material, e nesse mesmo meio as ondas sofrem modificações e retornam ao equipamento sendo captadas com diferentes características. As principais alterações são, principalmente, causadas pelas três principais propriedades eletromagnéticas dos materiais que atravessam, nomeadamente, a suscetibilidade magnética, a condutividade elétrica e a constante dielétrica.

A suscetibilidade magnética (também denominada permeabilidade magnética) de um material está diretamente relacionada com a presença de metais no material, sendo mais significativa nos que possuem um elevado teor metálico, indicando o magnetismo deste.

A condutividade elétrica de um material define a sua capacidade de conduzir corrente elétrica (Keller, 1987). Segundo (Reynolds, 1997), os principais fatores que afetam a condutividade elétrica de um meio são o teor de humidade, a porosidade, a salinidade e a proporção de materiais condutivos. Dado que todos materiais são condutores a um certo nível, estes podem ser classificados em três categorias principais:

- Condutores – esta categoria abrange os materiais de condutividade elevada ($\sigma > 10^5 \text{ (}\Omega\cdot\text{m)}^{-1}$) como por exemplo os metais; electromagneticamente são considerados refletores perfeitos, “opacos” á energia eletromagnética;
- Semi-condutores – representa todos aqueles que possuem uma condutividade significativa, mas não elevada ($10^{-10} < \sigma < 10^5 \text{ (}\Omega\cdot\text{m)}^{-1}$);
- Isolantes ou Dielétricos – nesta categoria inserem-se os materiais de muita baixa condutividade ($\sigma < 10^{-7} \text{ (}\Omega\cdot\text{m)}^{-1}$) como por exemplo o ar;

Quando uma onda se propaga num determinado meio, a condutividade elétrica dos materiais que o compõem irá controlar a profundidade de penetração do sinal (quanto maior a condutividade, maior a perda de energia e absorção do sinal).

A constante dielétrica, também designada de permissividade dielétrica é uma grandeza definida pela razão entre a permissividade absoluta do material, ϵ_m , e a do vácuo, $\epsilon_0 = 8,854 \times 10^{12} \text{ F/m}$ (Farad por metro), considerado o condutor perfeito já que não se verifica qualquer perda de energia no seu interior (Maxwell, 1996).

4.4.2. RESULTADOS

A leitura e aquisição de dados foi realizada segundo um conjunto de perfis paralelos espaçados entre si de 5 cm na direção vertical. Um dos cuidados a ter neste ensaio e na utilização do equipamento é a necessidade de ter uma superfície nivelada, uma vez que, se aquando da passagem da antena junto à parede existir uma massa de ar, poderão ser introduzidas informações erróneas que se manifestarão na fase de interpretação e processamento de dados.

Todos os radargramas foram processados com o software *ReflexWin*, adotando a seguinte sequência de operações para o processamento de dados e aplicação de filtros: “move starttime” (-0.5 ns), “bandpassbutterworth”, e “background removal”.

O primeiro processo, chamado “move starttime”, consiste na correção do problema anteriormente referido, isto é, na possibilidade da existência de uma massa de ar entre a antena e a parede, que é representada enganosamente no radargrama, como uma camada inicial. Este procedimento elimina essa faixa do radargrama; tendo como partida o conhecimento da velocidade de propagação da onda eletromagnética e o tempo que esta demora a atingir a face da parede, calcula a profundidade dessa camada a eliminar.

O filtro “bandpassbutterworth” condiciona a amostragem dos dados, delimitando uma frequência mínima e uma máxima; no presente caso utilizaram-se as frequências respetivas de 150Hz e 1400 Hz.

O filtro “background removal” atua subtraindo a média de um determinado número de traços para cada período temporal.

4.4.2.1. Parede Norte da Nave

Segundo os procedimentos anteriormente expostos, ilustra-se na Figura 46, dois dos radargramas obtidos para a parede norte da nave central.

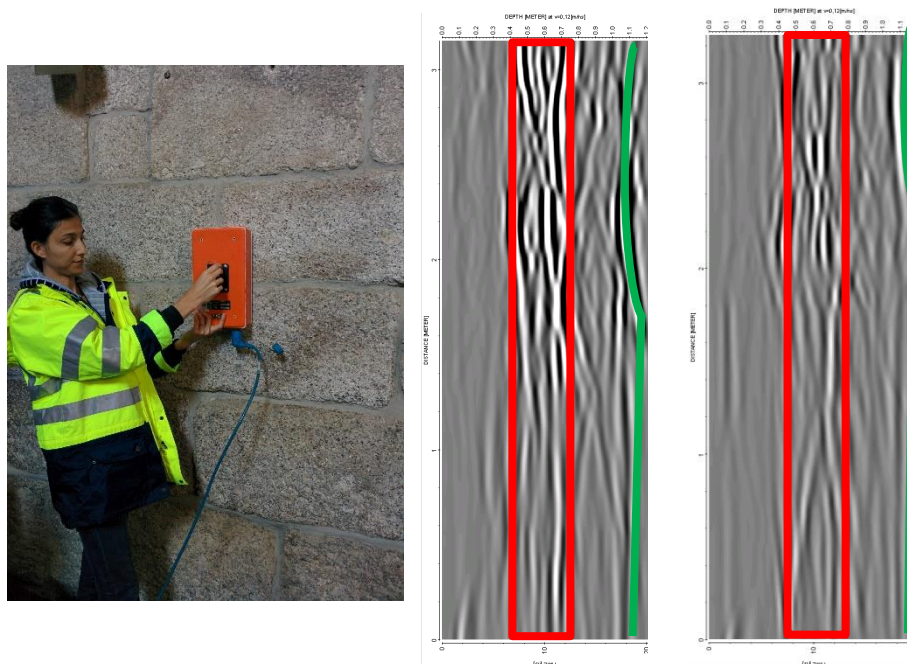


Figura 46 - Radargramas 4 e 13.

A zona destacada a vermelho indica uma mudança de material; como a parede é composta de duas folhas, esta zona corresponderá à transição dos panos da parede, cuja interface pode conter ar, diferentes quantidades de argamassa, ou mesmo uma mudança de material, acabando por introduzir perturbações na propagação das ondas.

Face aos resultados obtidos, nesta zona de ensaios não foi encontrado nenhum indicio da existência de travadouros, elementos estes que têm a função de ligar os panos da parede.

4.4.2.2. Parede Sul da Nave

A **Error! Reference source not found.** ilustra os radargramas obtidos para a parede sul da nave, onde, é da mesma forma possível distinguir na zona central uma perturbação, correspondendo à interface entre panos de alvenaria. No entanto, observa-se uma maior heterogeneidade na parte superior da parede e uma zona mais uniformizada na parte inferior. Tal facto poderá dever-se a uma maior presença de vazios, ou composições diferentes. Com este tipo de ensaio é possível identificar as espessuras dos panos e do enchimento, que será tido em conta no processo de calibração.

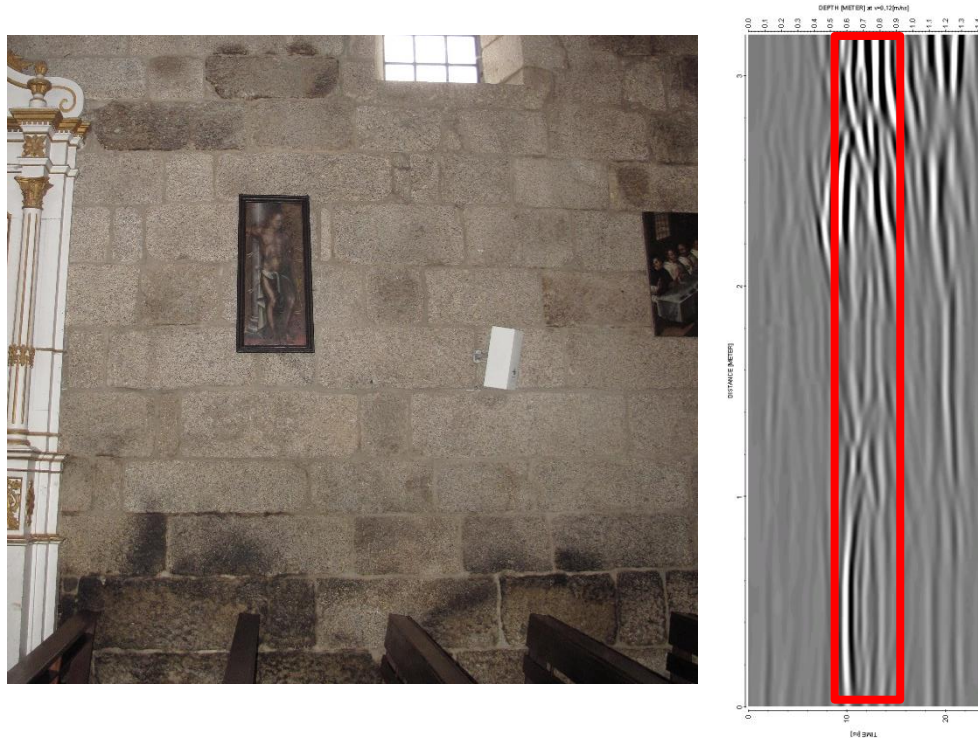


Figura 47 - Fotografia da parede sul pelo interior, e o radargrama (77) obtido.



Figura 48 - Fotografia da parede sul pelo exterior.

5

IDENTIFICAÇÃO DINÂMICA

5.1. NOÇÕES GERAIS

Todas as estruturas possuem características de rigidez, massa e amortecimento que determinam o seu comportamento perante ações dinâmicas, como é caso dos sismos. É a partir do seu conhecimento que se torna possível determinar as características modais das estruturas, isto é, as frequências próprias de vibração e as deformadas associadas a esses mesmos modos de vibração. Estas relações estão descritas na equação de equilíbrio dinâmico, equação (5.1):

$$M\ddot{u} + C\dot{u} + Ku = f(t) \quad (5.1)$$

em que M , corresponde á matriz de massa, C , ao amortecimento, K , á rigidez da estrutura, e \ddot{u} , \dot{u} e u são respetivamente os vetores de aceleração, velocidades e deslocamentos resultantes das forças dinâmicas exteriores representadas pelo vetor $f(t)$.

De modo a conhecer estes parâmetros é usual o recurso a ensaios dinâmicos combinado com métodos analíticos, como por exemplo, os modelos numéricos.

Mobilizado o comportamento dinâmico de uma estrutura, os problemas que surgem na identificação destes parâmetros podem resumir-se, de uma forma simplista, a relações de excitação-resposta (Caetano, 1992), dividindo-se em três tipos:

- Problema direto – consiste em caracterizar a resposta, conhecendo a propriedades do sistema e as características da excitação;
- Problema inverso – consiste em caracterizar a excitação, conhecendo as propriedades do sistema e da sua resposta;
- Problema da identificação de sistemas – consiste em caracterizar as propriedades do sistema, conhecendo a excitação e resposta da estrutura.

De forma a determinar as características dinâmicas da Igreja de Mancelos, foi realizado um ensaio de vibração ambiental com o objetivo de determinar as frequências naturais e correspondentes modos de vibração. Desta forma, no presente capítulo será descrita a metodologia e configuração de ensaio adotadas, e por fim serão apresentados os resultados mais relevantes.

5.2. ENSAIO DE VIBRAÇÃO AMBIENTAL

5.2.1. DESCRIÇÃO

Dos ensaios dinâmicos já mencionados, este é o mais simples e o mais amplamente usado em Engenharia Civil. Uma vez que não é necessário qualquer tipo de equipamento que provoque uma excitação na estrutura, a resposta dinâmica desta é medida face a forças de excitações naturais do ambiente, tais como, o vento, o tráfego automóvel, entre outras excitações exteriores não forçadas, ou qualquer tipo de excitação provocado pelo uso corrente da estrutura, dado que a realização do ensaio assim não o impede.

Têm sido realizados ao longo dos últimos anos diversos estudos experimentais de ensaios de identificação dinâmica de estruturas e de alguns elementos da estrutura que têm permitido ganhar confiança e prática na aplicação destas técnicas para a determinação das características modais (Neves, 2004; Arêde et al., 2008; Varum et al., 2016; Furtado et al., 2017).

Uma das utilidades deste tipo de ensaios é possibilidade de calibrar um modelo numérico, através de um processo de otimização numérica. O modelo numérico calibrado poderá ser empregue numa análise de segurança ou para conferir várias condições estruturais a fim de se identificar possíveis problemas, como por exemplo, uma zona crítica de esforços.

O ensaio consiste na medição de acelerações em diversos pontos da estrutura, caracterizando a sua resposta às excitações, acima mencionadas, durante um determinado período de tempo. Dada a complexidade deste tipo de estruturas, o número de pontos notáveis a medir é normalmente bastante elevado, o que torna insustentável a colocação de um sensor por ponto. Desta forma é necessário criar um (ou vários, dependendo da estrutura) conjuntos de pontos denominados *setups* correspondentes a uma configuração de posições de acelerómetros. A medição de acelerações nos pontos pertencentes ao mesmo *setup* é feita em simultâneo.

Com o objetivo de captar e estimar a configuração dos modos de vibração naturais mais importantes da estrutura, a definição dos *setups* é realizada de forma a que os pontos que os englobam, procurem abranger e caracterizar toda a estrutura em estudo. Nos casos em que seja necessário mais do que um *setup* é necessário haver um conjunto de pontos denominados pontos de referência, que são comuns a todos os *setups*, variando os restantes pontos, denominados pontos móveis. Um dos cuidados a ter na determinação dos pontos de referência passa por nunca os colocar em locais onde as ordenadas modais correspondentes são nulas, por forma a otimizar todo o ensaio. No entanto, deve-se salientar que um maior número de pontos de medição permitirá naturalmente uma melhor caracterização do comportamento dinâmico da estrutura. De forma a auxiliar a seleção da melhor localização dos pontos a medir recorreu-se ao modelo numérico criado e descrito no capítulo 6, e determinaram-se os pontos em função dos resultados modais obtidos numa análise preliminar.

5.2.2. CONFIGURAÇÕES DE ENSAIO

Com base nos resultados preliminares obtidos do modelo numérico concluiu-se que as frações mais importantes a caracterizar, e que predominam nos modos de vibração naturais da Igreja de Mancelos, seriam a nave central e a torre. Assim sendo, optou-se por uma solução de quatro *setups* envolvendo um conjunto de 10 acelerómetros, em que os dois primeiros procuram abranger e captar dados referentes à nave central e a galilé, e os restantes dois *setups* procuram caracterizar os movimentos da torre.

Deste modo, a resposta ambiental foi avaliada em termos de acelerações nas direções longitudinal (y) e transversal (x), num total de 24 pontos de medição, dos quais:

- 12 dos pontos estão localizados na nave, tendo sido estes colocados ao nível da base das janelas, a uma altura aproximada de 5 metros. Os acelerómetros de 1 a 4, assinalados a vermelho representam os pontos de medição de referência, e os restantes a azul representam os pontos móveis;
- 2 pontos de medição estão localizados na galilé, no topo da parede;
- por último, na torre, os restantes 10 pontos de medição estão distribuídos ao longo da sua altura, tendo sido colocados 2 no primeiro e segundo piso, ao nível das janelas existentes, e os restantes 6 no último piso, sobre o parapeito posterior existente no topo da torre.

Os esquemas seguintes apresentados nas Figuras 48 a 51, ilustram o modelo de pontos unidos por linhas criado no programa ARTeMIS, que representa parte da estrutura da Igreja de Mancelos. Neste está exibida a nave central, apenas a partir dos pontos de medição colocados nas janelas mais próximas do altar, e a torre.

No que diz respeito aos pontos de medição é possível também visualizar, a localização, o sentido e a direção dos acelerómetros utilizados.

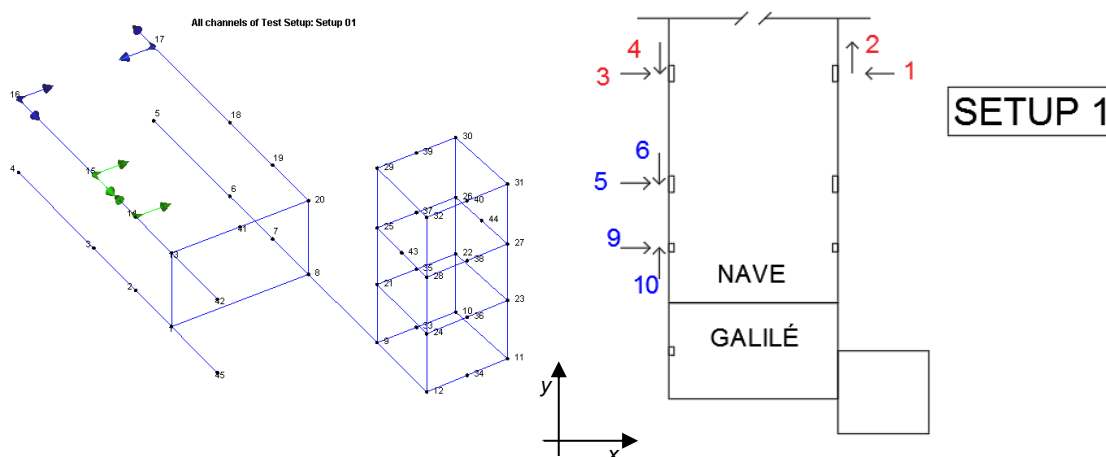


Figura 49 – Representação da configuração do Setup 1.

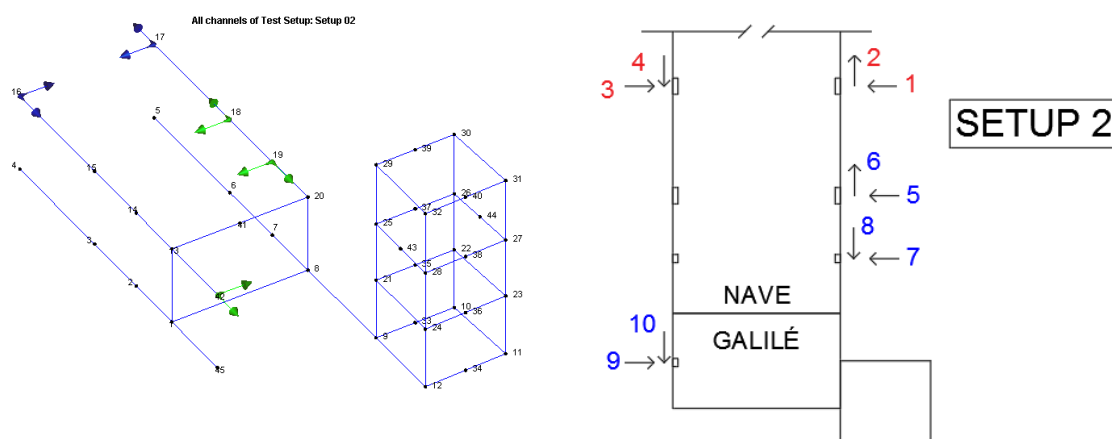


Figura 50 – Representação da configuração do Setup 2.

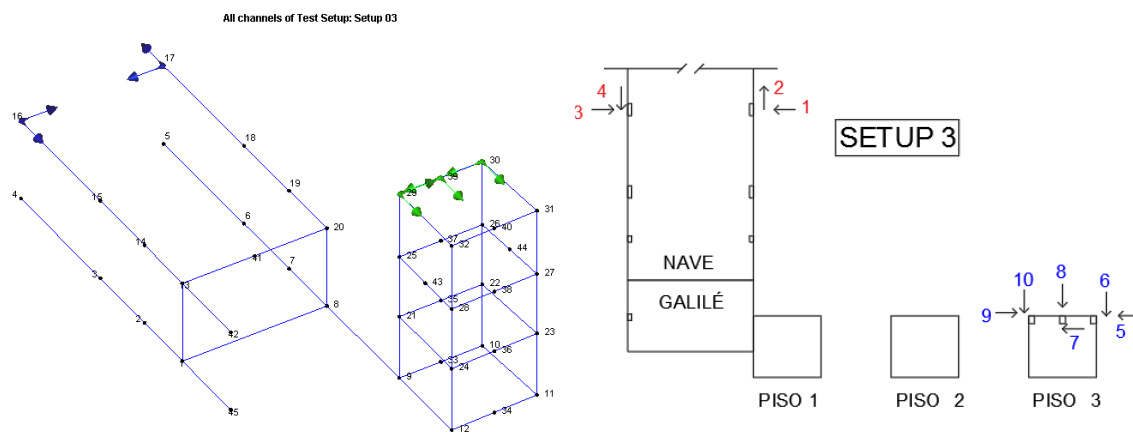


Figura 51 – Representação da configuração do Setup 3.

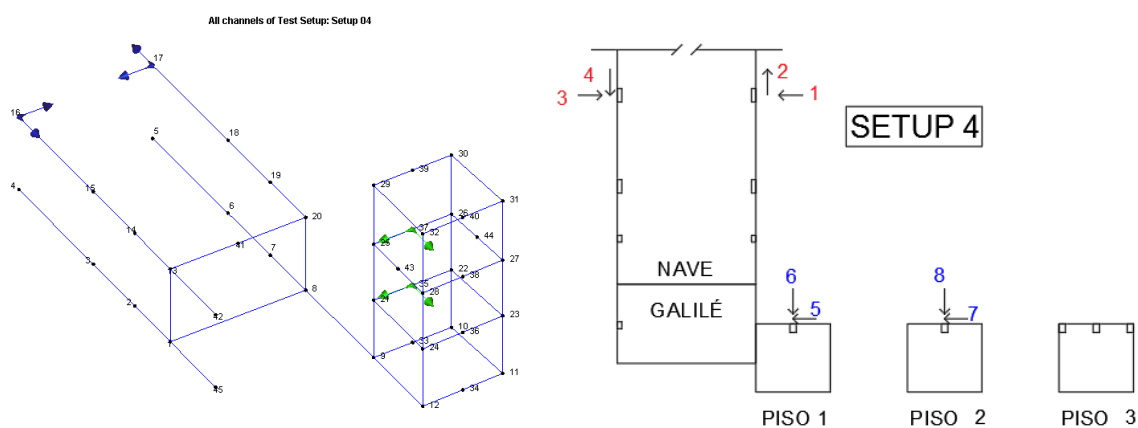


Figura 52 – Representação da configuração do Setup 4.

5.2.3. EQUIPAMENTO UTILIZADO

No ensaio realizado foram utilizados acelerómetros piezoelétricos, Figura 53; estes são constituídos por três elementos principais, a base, o elemento piezoelétrico e a massa, e são capazes de medir movimentos de pequena amplitude e numa gama de frequências de 0,15 Hz a 1 kHz . O seu funcionamento baseia-se na propriedade de piezoelectricidade que alguns cristais apresentam, isto é, quando sujeitos a uma deformação, estes têm a capacidade de gerarem cargas elétricas proporcionais a essa deformação (Rodrigues, 2004), sendo o sinal elétrico gerado proporcional à aceleração.



Figura 53 - Acelerómetros piezoelétricos 0.5g.

Além dos transdutores é necessário um sistema de aquisição de dados, e um conversor analógico-digital, que como o nome o sugere, tem a função de transformar sinais contínuos no tempo, ou seja, os sinais analógicos provenientes dos transdutores, em sinais discretos (sinais digitais), sendo armazenados e posteriormente analisados num computador por um software específico.

A aquisição de dados foi realizada através de um sistema cDAQ-9172 da National Instruments tendo-se recorrido a módulos NI9233 para acelerómetros do tipo IEPE. As séries temporais foram adquiridas ao longo de períodos de 8-10 minutos, com uma frequência de amostragem de 2048 Hz, posteriormente decimados para 256 Hz.

5.2.4. IDENTIFICAÇÃO DOS PARÂMETROS MODAIS

Uma vez que a excitação da estrutura é aleatória, a sua caracterização tem que ser feita tendo como base conceitos e métodos de processos estocásticos. Com efeito, torna-se vantajoso que a excitação seja idealizada através de um processo estocástico gaussiano do tipo ruído branco com média nula (Cunha, 1990; Magalhães, 2004).

No que diz respeito à identificação modal, a obtenção das características dinâmicas de estruturas divide-se em dois tipos de metodologias: métodos baseados no domínio do tempo e métodos baseados no domínio da frequência. Os métodos baseados no domínio do tempo utilizam séries temporais da resposta da estrutura ou as suas correlações, enquanto os métodos baseados no domínio da frequência baseiam-se em estimativas espectrais da resposta da estrutura (Caetano, 1992).

Deste modo, o tratamento de dados ocorreu por intermédio da aplicação da versão melhorada do método de decomposição no domínio da frequência (Enhanced Frequency Domain Decomposition – EFDD), através da utilização do software ARTeMIS Extractor 5.3.

De forma a ser possível utilizar dados brutos registados em campo recorrendo ao *software* ARTeMIS, é necessário proceder a um tratamento prévio. Este processo consiste na criação de dois tipos de ficheiros, um ficheiro com extensão “.cfg”, e quatro ficheiros com o formato ASCII, extensão “.asc”. Nestes últimos, são reunidos de forma separada, os dados relativos aos *setups* de 1 a 4, sendo dispostos de forma ordenada, por colunas, os dados recolhidos por cada acelerómetro. No ficheiro “.cfg” é disposta toda a informação relativa à caracterização geométrica do modelo simplificado, permitindo este a visualização das configurações modais, que se traduz pela inserção de um conjunto de pontos e linhas que representa a estrutura, através de um sistema de coordenadas geral (x,y,z). Ainda no ficheiro “.cfg” estão indicados o número e a localização dos acelerómetros utilizados, bem como, para os casos em que se aplique, equações que indicam restrições aplicadas aos nós.

Concluído este processo inicial, é feita a leitura do ficheiro “.cfg” acima referido no programa ARTeMIS, para a aplicação do método de identificação modal EFDD.

De forma bastante sucinta, segundo (Rodrigues, 2004) o procedimento do método EFDD pode dividir-se em duas fases, em que na primeira ocorrem os seguintes passos:

- Avaliação das funções de densidade espectral da resposta dos sinais de todos os *setups*;
- Decomposição em valores singulares da matriz de funções de densidade espectral;
- Análise dos espectros de valores singulares para a seleção dos picos de ressonância correspondentes a modos de vibração;
- Avaliação das componentes modais segundo os graus de liberdade observados, através dos vetores singulares da matriz de funções de densidade espectral.

A segunda fase baseia-se na identificação, nos espectros de valores singulares, das funções de densidade espectral dos sistemas de um grau de liberdade correspondentes aos modos de vibração identificados. Essas funções são em seguida consideradas para ajustar as estimativas das frequências e das configurações modais e ainda para estimar os coeficientes de amortecimento. A identificação das funções de densidade espectral pode ser feita numa forma praticamente manual, método de *Peak Picking*, com base na experiência e sensibilidade, ou preferivelmente, considerando a relação entre o vetor singular num pico de ressonância e os vetores singulares nas frequências vizinhas desse pico (Rodrigues, 2004).

Os princípios previamente referidos foram aplicados para uma estrutura 3D, para um sistema de dois graus de liberdade (direções ortogonais no plano, x e y), captando os modos naturais de vibração do edifício através da seleção dos picos.

5.2.5. RESULTADOS DO ENSAIO

Na Figura 54 apresentam-se as curvas dos valores singulares médios e normalizados das matrizes de densidade espectral para uma configuração experimental que inclui todos os *setups* anteriormente referidos, com acelerações medidas na direção transversal e longitudinal. A identificação das frequências de vibração mais relevantes, como anteriormente mencionado, pode ser realizada através da avaliação das abcissas em correspondência com os picos da curva do primeiro valor singular.

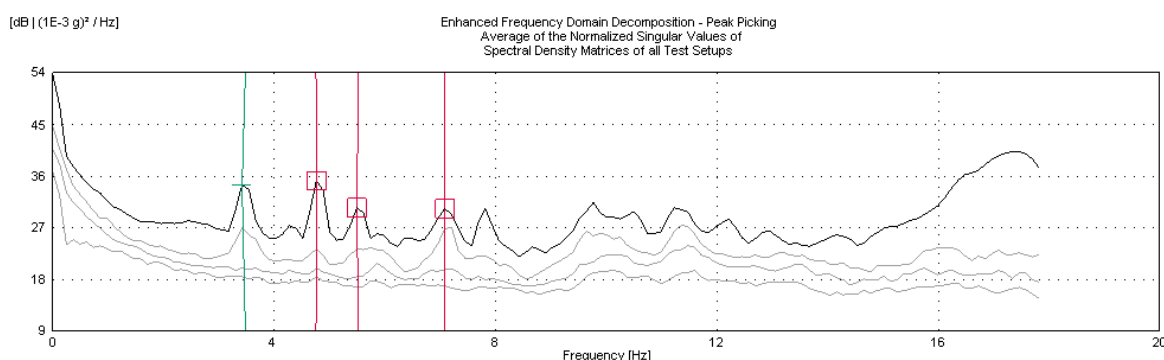


Figura 54 - Espectro de densidade dos valores singulares médios e normalizados das matrizes de densidade espectral do conjunto de todos os setups.

Com o método EFDD foram identificados 4 modos de vibração, para os quais os valores das frequências naturais (f) e os valores médios de amortecimento (ξ) estão resumidos na Tabela 4.

Tabela 4 - Parâmetros modais experimentais.

Modo	Frequência (Hz)	Coefficiente de amortecimento (ξ)
1	3,48	3,28%
2	4,78	1,92%
3	5,52	1,82%
4	7,71	1,32%

A Figura 54 mostra a configuração final utilizada na obtenção dos resultados acima mencionados. Esta engloba todos os *setups* anteriormente mencionados, tendo sido criada com o objetivo de poder efetuar uma análise conjunta dos dados relativos à nave e à torre sineira.

All Test Setups with all connected channels

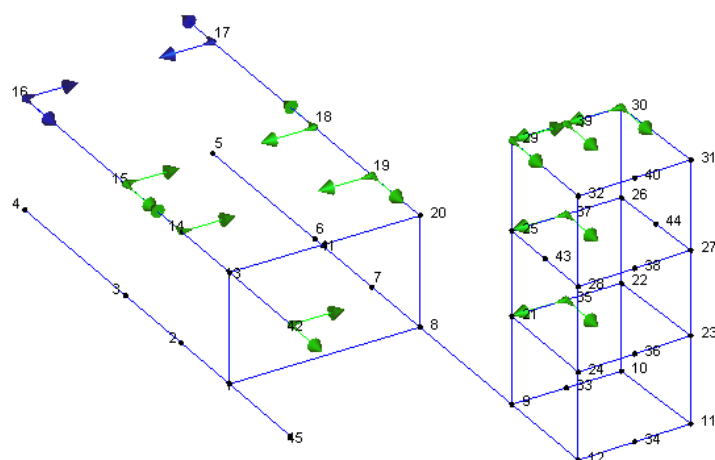


Figura 55 – Modelo representativo utilizado no ARTeMIS, englobando todos os *setups*.

As configurações relativas aos principais modos de vibração identificados ilustram-se, em perspetiva e em planta, nas Figuras 55 e 56, com indicação dos valores das frequências correspondentes.

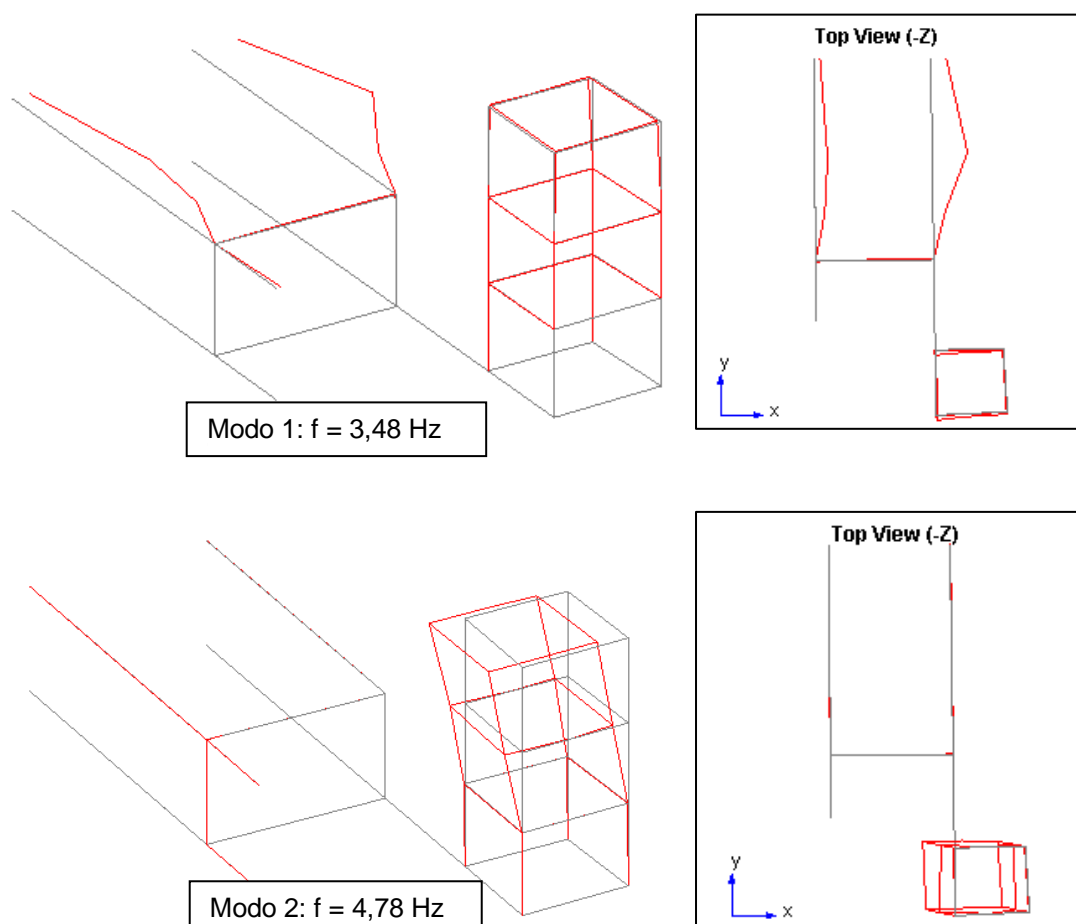


Figura 56 - Primeiro e segundo modo de vibração.

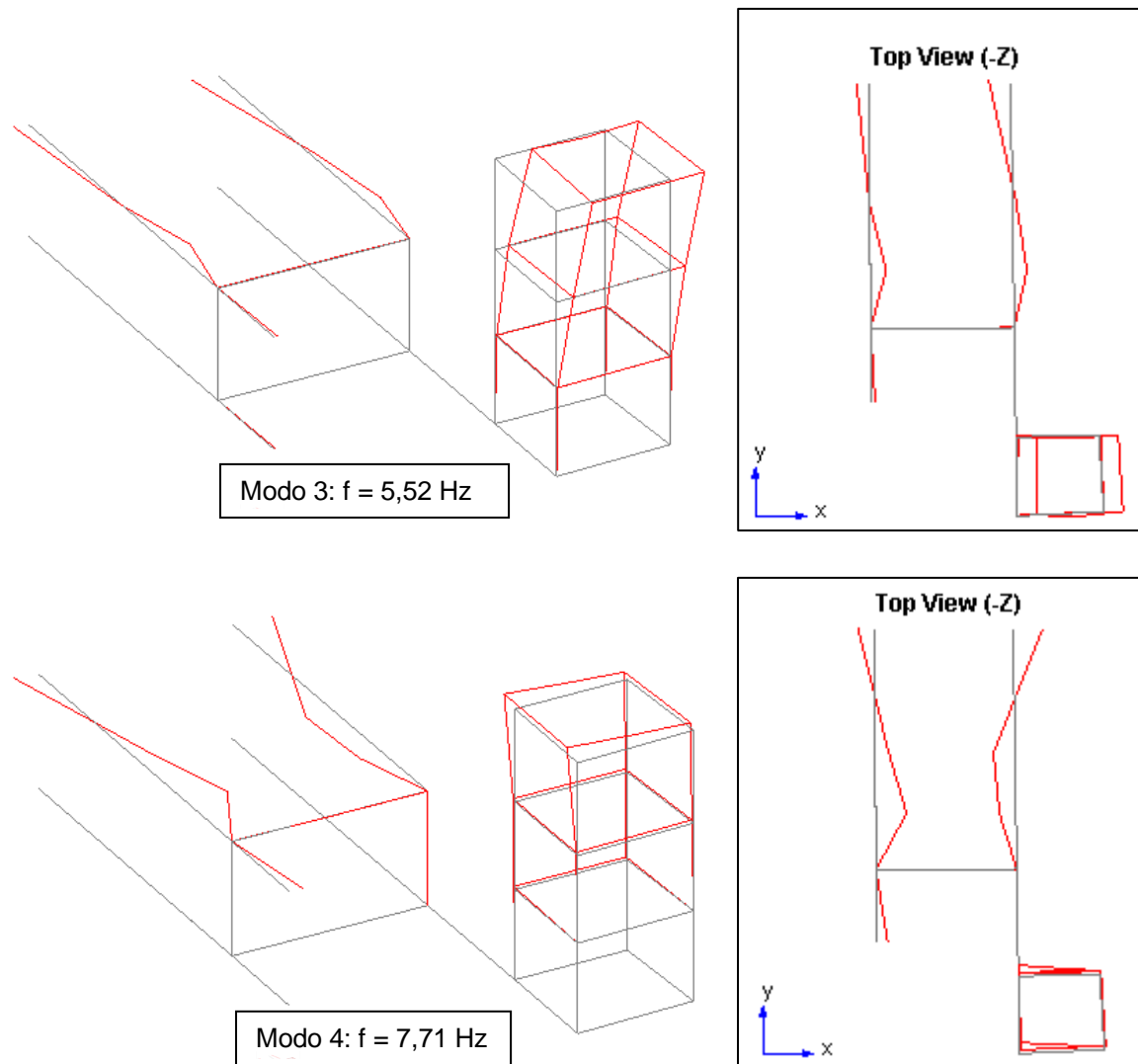


Figura 57 – Terceiro e quarto modo de vibração.

A análise das configurações modais permite identificar modos associados a movimentos conjuntos das paredes da nave na direção x , estando estas num movimento em fase no primeiro modo, e modos associados á movimentos da torre, quer na direção x , quer na direção y , exibindo ligeiros movimentos de torsão. No terceiro e quarto modo de vibração já são visíveis deformadas modais de segunda ordem da nave, respectivamente em fase e fora de fase, como também movimentos ligeiros de torção da torre sineira.

É de salientar no entanto, que de forma a adquirir resultados aceitáveis, este processo requereu uma série de visitas ao local; isto porque surgiram algumas dificuldades, quer relativas a problemas de calibração dos equipamentos, quer na aquisição de dados. Em termos de valores de frequências, os valores obtidos situam-se no mesmo nível de grandeza, quando comparados com os valores obtidos por Silva (2008) na análise da Igreja de Gondar.

6

MODELO NUMÉRICO

6.1. INTRODUÇÃO

Hoje em dia existem diversos métodos e ferramentas computacionais na análise do comportamento mecânico de estruturas históricas, apoiando-se em diferentes teorias e estratégias, implicando nos diferentes casos níveis de complexidade mais ou menos elevados, desde simples métodos de cálculo manual e métodos gráficos, até formulações matemáticas complexas e extensos sistemas de equações não lineares. Por norma, métodos mais complexos implicam maiores custos e um maior tempo de cálculo, no entanto, uma análise mais complexa não significa necessariamente um melhor conjunto de resultados, desta forma é importante decidir sobre qual será a melhor estratégia a implementar, consoante o tipo de análise pretendida para alcançar os objetivos traçados.

O Método dos Elementos Finitos (“Finite Element Analysis” – FEA) devido à sua versatilidade, flexibilidade e precisão é uma das possíveis abordagens como método numérico, este permite prever o comportamento dinâmico de uma estrutura a partir de um modelo computacional que tem como base a geometria e as propriedades físicas da estrutura em estudo.

Todavia a aplicação deste procedimento carece de uma obrigatória verificação e validação. Incertezas associadas a valores de parâmetros físicos dos elementos a modelar, como também a geometria e condições de fronteira, que se iniciam como suposições/aproximações no processo de modelação, aliado a questões relacionadas com a inexperiência e falta de sensibilidade do engenheiro são fatores que tornam a validação dos resultados numéricos com recurso a resultados experimentais uma questão imperativa.

Neste capítulo pretende-se abordar e descrever todos os processos que foram adotados na elaboração do modelo numérico, procurando dispor de um modelo numérico que permita realizar uma avaliação do comportamento da estrutura do caso em estudo perante uma ação do tipo sísmica.

6.2. TIPOS DE ANÁLISE ESTRUTURAL

A aplicação do Método de Elementos Finitos em estruturas de alvenaria de pedra é possível e corrente, podendo essa modelação se traduzir ao nível micro ou macro, dependendo essencialmente dos objetivos estabelecidos para a análise.

A micro modelação detalhada envolve uma maior minúcia no processo de modelação, reduzindo a alvenaria aos seus componentes básicos (juntas, blocos e enchimento). Este tipo de modelação requer o conhecimento “exato” da estrutura de alvenaria e, portanto, significa num maior tempo e volume de cálculo, o que torna esta estratégia de modelação inviável no estudo corrente de estruturas reais. A micro modelação simplificada diminui um pouco a problemática dividindo a alvenaria a dois constituintes, a unidade de alvenaria e o elemento de ligação entre unidades (Lourenço, 1996; Silva, 2008).

No caso da macro modelação, como é adotada por certos autores, é revelado o uso de macro modelos mecânicos, conhecidos também por homogêneos ou contínuos, nos quais todos os componentes da alvenaria são incorporados num meio contínuo e é estabelecida uma relação constitutiva entre extensões e tensões para o material. Estas relações geralmente são obtidas adotando um ponto de vista fenomenológico ou recorrendo a técnicas de homogeneização, considerando a alvenaria como um compósito, (Rots, 1991). Na Figura 57 podemos visualizar as diferentes estratégias de modelação (Lourenço et al., 2006).

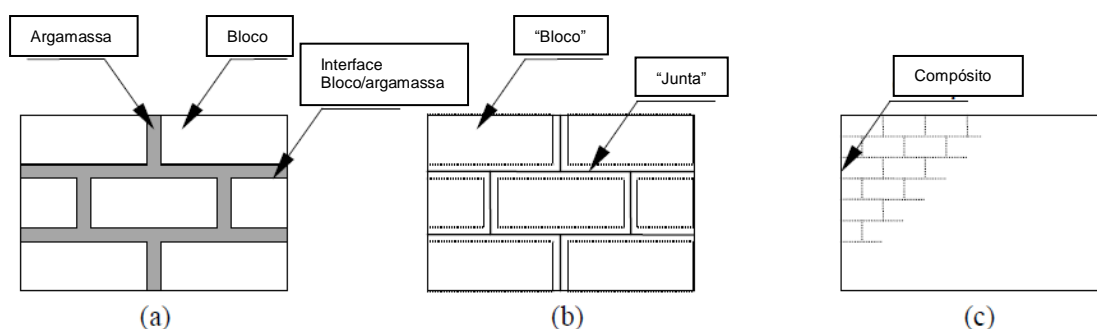


Figura 58 - Estratégias de modelação para estruturas de alvenaria: (a) micro modelação detalhada; (b) micro modelação simplificada; (c) macro modelação. Adaptado de (Lourenço et al., 2006).

Esta estratégia em termos de aplicabilidade, é claramente mais indicada para situações onde o tempo, a simplicidade de modelação e a capacidade de cálculo são determinantes, conseguindo manter um equilíbrio entre a precisão e a rapidez/eficiência, sendo por isso correntemente usada na análise de estruturas reais (Lourenço, 2002).

Conforme os presentes objetivos da dissertação, a análise será então realizada a nível macro, construindo um modelo material linear para a alvenaria, homogeneizando os seus constituintes. Este tipo de análise baseia-se em pressupostos de linearidade física e na hipótese dos pequenos deslocamentos e deformações.

6.3. CONSTRUÇÃO DO MODELO NUMÉRICO

6.3.1. CARACTERIZAÇÃO GEOMÉTRICA

Nesta primeira fase procedeu-se à caracterização geométrica da estrutura, este processo envolveu a consulta de plantas fornecidas pela Direção Regional de Cultura do Norte, recolhendo a informação relativa à forma e dimensões dos elementos constituintes da estrutura. Através das visitas ao local de estudo executou-se, de modo a eliminar dúvidas geradas na consulta das plantas e na análise fotográfica, medições suplementares confirmando algumas dimensões. Depois de sintetizada toda a informação procedeu-se à modelação da igreja utilizando o programa *Rhinoceros 5*, onde se definiu num ambiente tridimensional, através da criação de superfícies, todos os elementos que compõem a estrutura, Figura 58 e 59.

É ainda importante nesta fase do modelo proceder à individualização de superfícies, que caracterizem as zonas onde se encontram diferentes materiais e/ou diferentes espessuras, como é o caso da parede posterior da capela-mor, e a parede sul da nave.

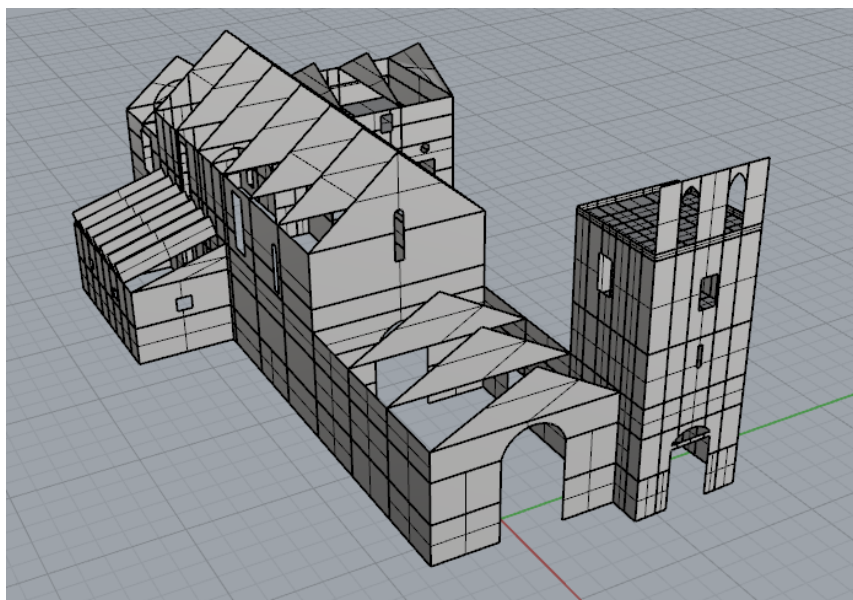


Figura 59 - Modelo geométrico criado no programa *Rhinoceros 5*, em perspetiva.

De modo a que a atribuição de malhas de elementos finitos no programa *ANSYS* ocorra da forma pretendida, isto é, que as malhas criadas apresentem uma geometria o mais regular possível e devidamente compatibilizada, é necessário proceder à divisão das superfícies em todos os pontos em que ocorre uma intersecção quer de pontos, quer entre superfícies.

Mediante o exposto, a fase seguinte tem como objetivo proceder à análise da estrutura no programa de análise estrutural *ANSYS*. Para tal, de forma a que o programa *ANSYS* consiga interpretar a informação da geometria da igreja é necessário gravar este modelo com o formato IGES disponibilizado pelo programa *Rhinoceros 5*.

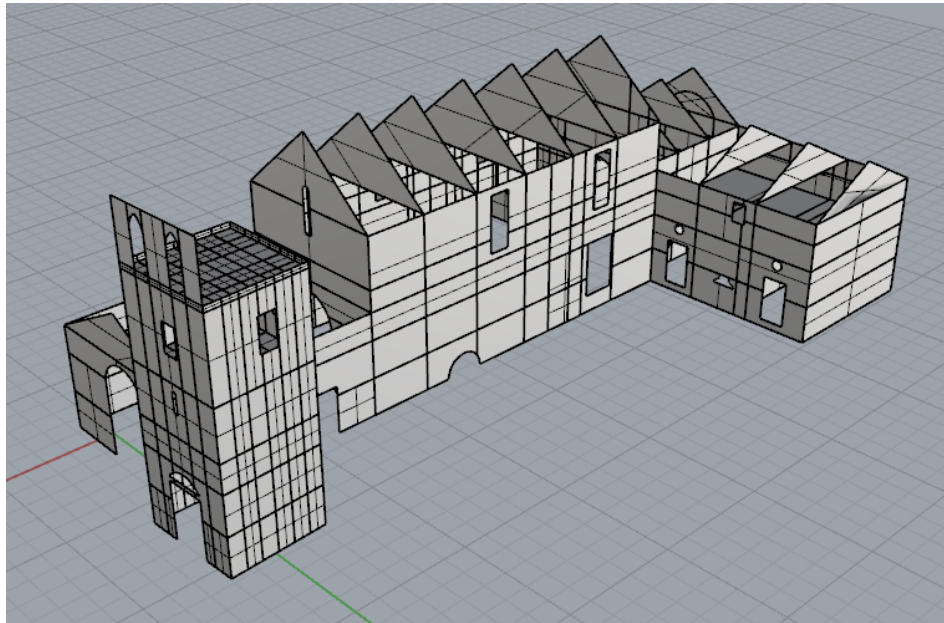


Figura 60 - Modelo geométrico criado no programa *Rhinoceros 5*, numa perspetiva diferente.

6.3.2. CARACTERÍSTICAS MECÂNICAS DO MATERIAIS

Observando a estrutura na sua globalidade foram encontrados diversos tipos de materiais, sendo importante caracteriza-los relativamente às suas propriedades mecânicas para posteriormente os introduzir no modelo numérico.

No total foram encontrados quatro tipos de materiais de construção, sendo a alvenaria o dominante; face ao tipo de análise a realizar, este foi considerado como um material único homogéneo.

Outros elementos estruturais são de madeira ou de aço, como por exemplo as asnas presentes na nave, em que três dos cinco tirantes interiores que ligam as paredes são de aço. Por último, foi considerado ainda o betão, presente no último piso da torre e no primeiro piso da sacristia.

A Tabela 5, resume os diferentes materiais encontrados bem como os valores dos parâmetros adotados inicialmente.

Tabela 5 - Parâmetros adotados para os materiais constituintes da igreja.

Material	Peso volúmico (kg/m ³)	Coefficiente de Poisson - ν	Módulo de Elasticidade – E (GPa)
Alvenaria de pedra	2400	0,3	2
Madeira	650	0,37	14
Aço	7860	0,3	210
Betão (C16/20)	2400	0,2	29

O módulo de elasticidade e o peso volúmico da madeira foram adotados com base no indicado no EC5 (CEN, 1998a) para madeira de carvalho (tipo folhosa), adotando-se a classe D50. O coeficiente de Poisson definido para este tipo de madeira foi de 0.37, de acordo com o referido em (Ballarin e Nogueira, 2003).

As secções das asnas de madeira e dos tirantes de aço consideradas, são respetivamente, de $0.15 \times 0.30 \text{ m}^2$ e $0.05 \times 0.05 \text{ m}^2$.

6.3.3. CARGAS CONSIDERADAS

No modelo apenas foram consideradas as ações permanentes, que tinham influência na frequência natural de vibração da estrutura.

Como ações permanentes a atuar na igreja considerou-se o peso próprio da estrutura, sendo calculado praticamente na sua totalidade internamente pelo programa de cálculo, a partir das características dos materiais e geometrias associadas, isto é, a espessura e dimensões de cada elemento. No entanto, dado que não foi modelada a estrutura da cobertura, tendo-se apenas se modelado as asnas que a suporta e que fazem ligação entre fachadas, foi calculado a área de influência respetiva a uma, Figura 59, e por sua vez, a carga que aplicam precisamente no topo das paredes.

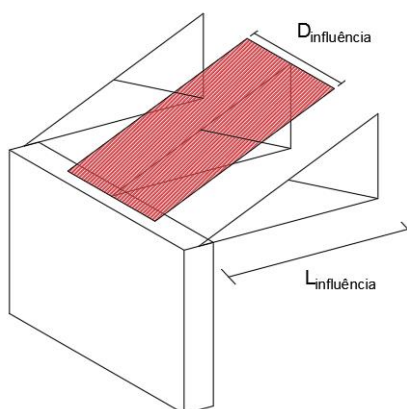


Figura 61 - Área de influências das asnas.

Para o peso próprio da cobertura foi adotado o valor de referência 1 kN/m^2 , este valor está estimado para coberturas de telha apoiado em ripado de madeira segundo as tabelas técnicas de Farinha (1992).

Devido às diferentes dimensões existentes das coberturas, torna-se necessário efetuar cálculos para cada uma delas. Ilustra-se na Tabela 6 os valores adotados e os resultados obtidos, utilizando como valor final a aplicar no modelo numérico um valor de massa, nos nós em que cada asna intersecta a respetiva parede; para este efeito foi utilizado o elemento MASS21 no programa ANSYS.

Tabela 6 – Valores adotados no cálculo das cargas nas asnas.

Zona	D influência (m)	L influência (m)	PP cobertura (kN)	Massa (kg)
Nave central	3,87	3,0	11,61	1183,5
Galilé	3,88	3,15	12,22	1245,7
Altar	3,05	2,45	7,47	761,5
Sacristia	3,65	3,15	11,5	1172,3

6.3.4. MODELAÇÃO DA ESTRUTURA EM ANSYS

Após a importação do ficheiro IGES, que reúne toda a informação relativa à geometria da estrutura é necessário definir as diferentes variáveis que entrarão no processo de modelação.

De forma a atribuir malhas às superfícies da estrutura, o programa ANSYS exige um certo conjunto de parâmetros: o tipo de elemento a aplicar, o material e uma *Real Constant*, que expressa neste caso a espessura a atribuir.

Neste estudo como se optou por adotar uma estratégia de modelação mais simples, não só em termos geométricos, como também no tipo do comportamento do material, será criado um modelo com elementos de casca, utilizando para este fim o tipo de elemento SHELL63. Este tipo de elemento finito tem as capacidades de flexão e de membrana, sendo permitido cargas quer no plano, quer normais ao plano. Os nós que formam o elemento possuem seis graus de liberdade, translações nodais nas direções x y e z, e rotação sobre os eixos das mesmas direções. Para o modelo em questão optou-se pela utilização de elementos finitos triangulares com 0.35m de lado.

A representação das asnas foi realizada através de elementos de barra do tipo BEAM188, este tipo de elemento é aconselhado para modelar estruturas com um certo grau de esbelteza. Este elemento é baseado na teoria da barra de Timoshenko que inclui efeitos de deformação devido ao corte, embora no presente caso tal seja irrelevante. É caracterizado por uma linha com dois nós, nas suas extremidades. Estes possuem seis ou sete graus de liberdade, translações segundo as direções x y e z, e rotações segundo os mesmos eixos, podendo incluir o sétimo grau de liberdade que representa a magnitude de empenamento (*“warping magnitude”*), não sendo importante para este caso.

Para as cargas pontuais atribuídas às asnas, já referido anteriormente, utilizou-se o elemento MASS21. Este é um elemento de massa do tipo nodal, que tem os mesmos seis graus de liberdade anteriormente referidos. É possível atribuir a este elemento componentes de massa concentradas e inércias de rotação.

Quanto aos materiais, foram definidos inicialmente os quatro materiais já referidos, recorrendo aos modelos de materiais disponíveis, atribuindo os parâmetros de comportamento linear isotrópico (módulo de elasticidade e coeficiente de Poisson) e os respetivos valores de densidade.

Em termos de condições de fronteira:

- foram aplicados apoios que restringem todas as translações e permitem rotações à cota zero de toda a estrutura, e para representar o travamento da cobertura na direção longitudinal (direção z no *software* ANSYS) colocaram-se apoios na direção Uz no topo das asnas e nos elementos de parede onde a cobertura entra em contacto, Figura 61;
- na torre, devido ao edifício adossado a sul, colocaram-se apoios simples na direção x, na aresta direita de canto frontal da torre, Figura 62.

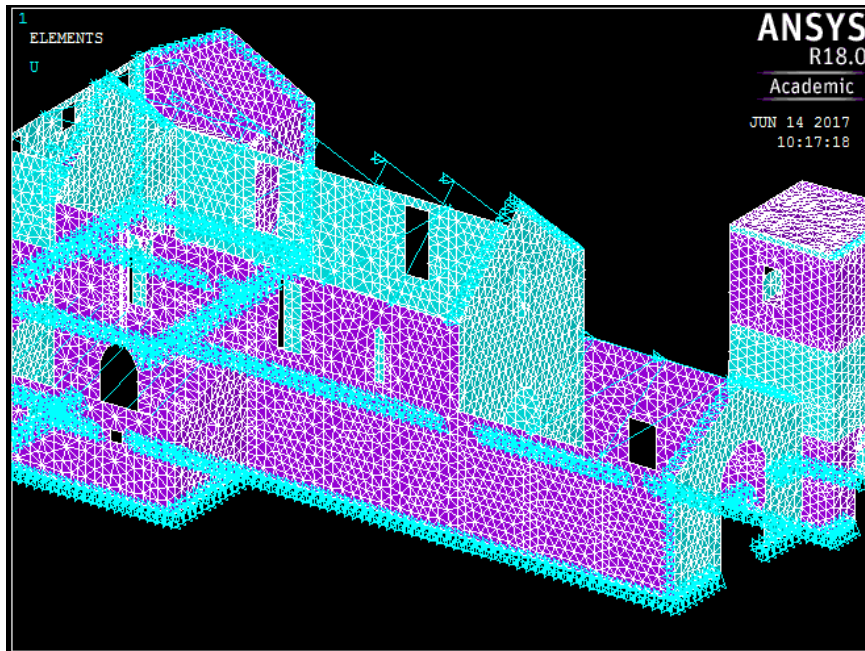


Figura 62 - Condições de fronteira do modelo numérico.

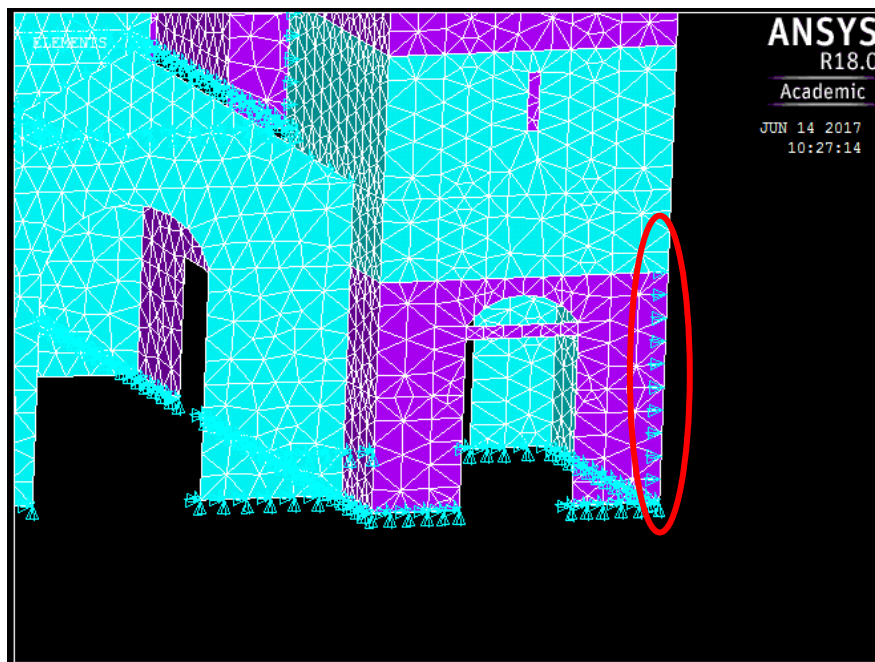


Figura 63 - Pormenor das condições de fronteira da torre.

Na Figura 63, apresenta-se o aspeto geral do modelo no ambiente do programa ANSYS, tendo já efetuado todos os procedimentos de caracterização material e estrutural, com as malhas de elementos finitos já definidas.

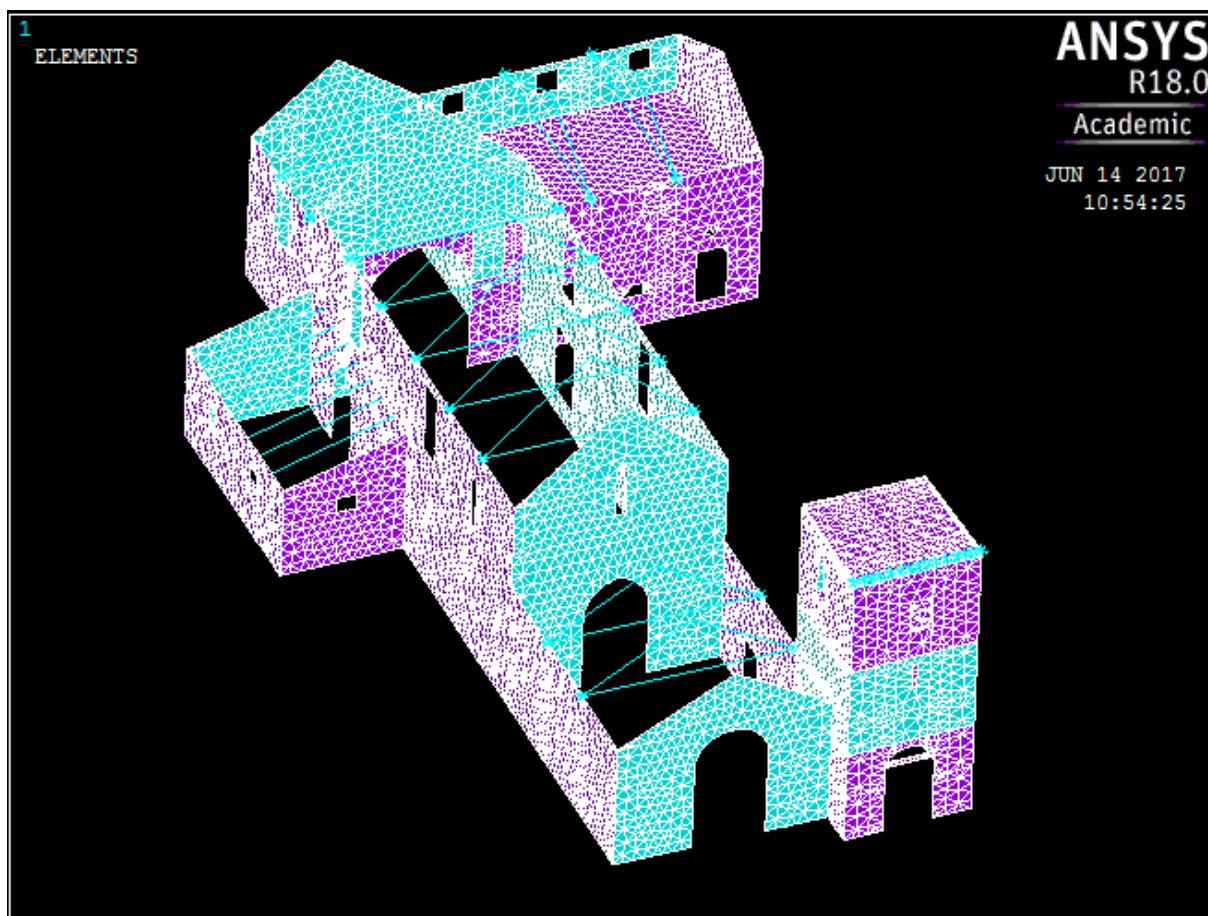


Figura 64 - Modelo numérico da Igreja de Mancelos.

6.3.5. ANÁLISE MODAL PRELIMINAR

Tendo por base os procedimentos e os pressupostos expostos anteriormente, realizou-se uma análise modal preliminar com o objetivo de obter uma primeira aproximação das deformadas modais, bem como a gama de frequências dos respetivos modos de vibração naturais da estrutura.

Uma vez que estava programado a realização de ensaios dinâmicos de vibração, esta análise preliminar auxiliou na decisão da formação dos *setups*, escolhendo de forma mais ponderada a localização dos pontos de medição necessários. Esta análise foi efetuada com base nas características dos materiais já mencionadas na Tabela 5.

Terminada a análise preliminar concluiu-se que os *setups* a considerar deveriam abranger as paredes da nave central e a torre, uma vez que os modos de vibração naturais da estrutura se expressavam principalmente nessas zonas.

6.4. CALIBRAÇÃO DO MODELO NUMÉRICO E RESULTADOS FINAIS

Concluído o processo da criação do modelo numérico base, a recolha e tratamento dos resultados dos ensaios de vibração ambiental e dos ensaios de caracterização material (ensaios sónicos), é necessário proceder à calibração do modelo numérico. Este procedimento constitui uma importante fase no processo de simulação numérica de uma estrutura.

A dificuldade associada a este processo de calibração passa por, além de se tentar reproduzir o comportamento da alvenaria que é por natureza um material heterogéneo de comportamento anisotrópico, num material homogéneo isotrópico que é admitido no modelo, e na convergência das frequências naturais e deformadas modais obtidas experimentalmente face às numéricas.

Resumindo, ao tipo de modelação adotada neste trabalho, o processo de calibração consiste então num processo iterativo, que envolve a alteração de valores dos módulos de elasticidade adotados e nas condições de fronteira, até que se atinja uma convergência aceitável dos resultados experimentais e numéricos.

Face à reduzida sensibilidade dos resultados do modelo numérico quando sujeito à variação do coeficiente de Poisson (ν), e dado que existe uma pouca incerteza associada ao valor do peso próprio da alvenaria (ρ) (Pallarés 2003) (Aoki et al. 2008) o único valor que será ajustado no processo de calibração será o módulo de elasticidade (E) nas diferentes regiões da estrutura.

A Figura 64 representa um diagrama exemplo do mesmo processo aplicado à torre sineira adjacente à Catedral de Monza que, com base em ensaios de vibração ambiental, procede à calibração do modelo numérico, realizado por Gentile e Saisi (2007) envolvendo complexos algoritmos de otimização.

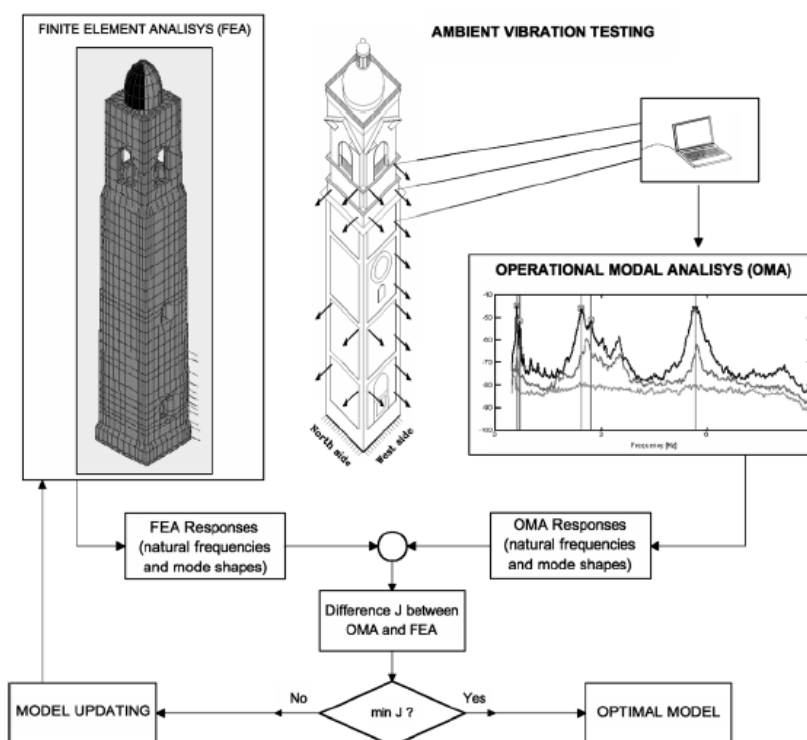


Figura 65 - Esquema do processo de calibração da torre sineira da Catedral de Monza, adaptado de (Gentile e Saisi, 2007)

Para dar início ao processo iterativo de calibração do modelo, as características mecânicas adotadas foram as semelhantes utilizadas na análise modal preliminar, efetuada como preparação dos ensaios de vibração ambiental, apresentadas anteriormente na Tabela 5.

Na Tabela 7 são expostos os resultados finais da calibração, onde são comparados os valores das frequências próprias da estrutura, obtidas experimentalmente e as obtidas numericamente. Para auxiliar a comparação dos resultados, foram calculados os erros em frequências, que consiste numa medida percentual dos desvios existentes entre as frequências numéricas e os valores alvo – as frequências experimentais.

Tabela 7 - Comparação dos resultados experimentais e numéricos.

Modos Experimentais		Modos Numéricos		$Erro = 1 - \frac{F_{num}}{F_{exp}} (\%)$
Modo	Frequência (Hz)	Modo	Frequência (Hz)	
1°	3,48	1°	3,47	-0,287%
2°	4,78	2°	4,89	+2.301%
3°	5,52	3°	5,29	+6,702%*
		4°	5,89*	

Confrontando os resultados numéricos e os experimentais, relativamente às deformadas modais é facilmente identificável a semelhança entre eles, correspondendo o 1° e 2° modos experimentais respetivamente aos 1° e 2° modos numéricos.

O 1° modo numérico exibe um movimento em fase das paredes da nave, na direção transversal, Figuras 65 e 66, enquanto o 2° modo exibe um movimento combinado de translação da torre nas duas direções, transversal e longitudinal, Figuras 67 e 68.

Relativamente ao 3° modo experimental, podemos observar que a deformada modal exprime-se com movimentos de segunda ordem da nave, aproximadamente em fase, coincidente com movimentos de translação da torre, os quais são representados, de forma separada, no 3° e 4° modos numéricos. O 3° modo numérico revela o movimento de translação da torre segundo a direção transversal, Figuras 69 e 70, e o 4° modo manifesta os movimentos de segunda ordem das paredes da nave, Figuras 71 e 72.

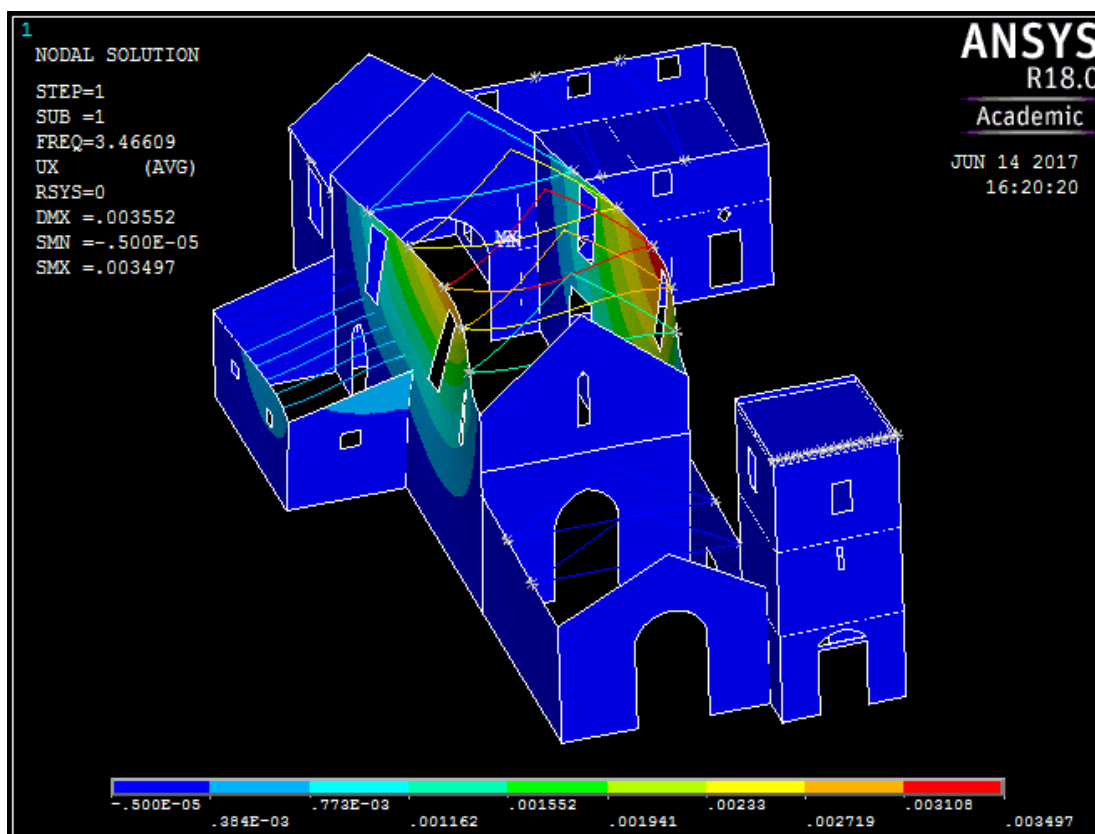


Figura 66 - Modo vibração numérico 1, vista em perspectiva.

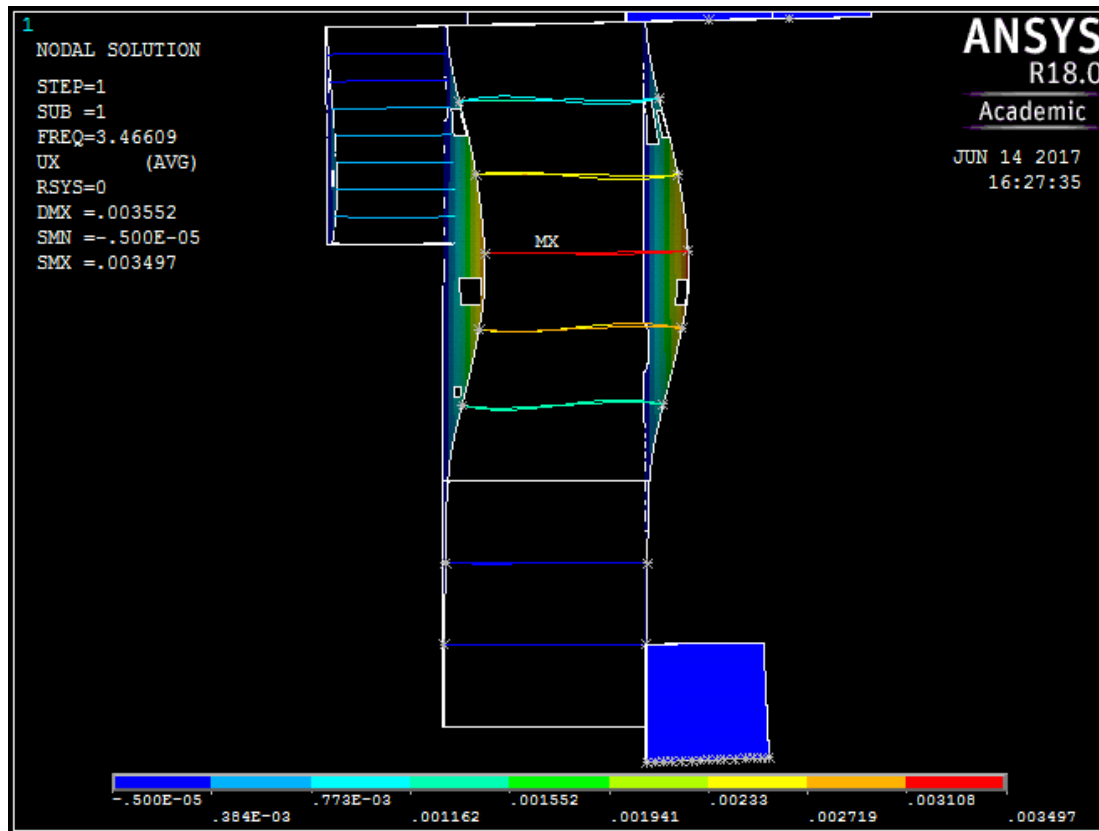


Figura 67 - Modo vibração numérico 1, vista em planta.

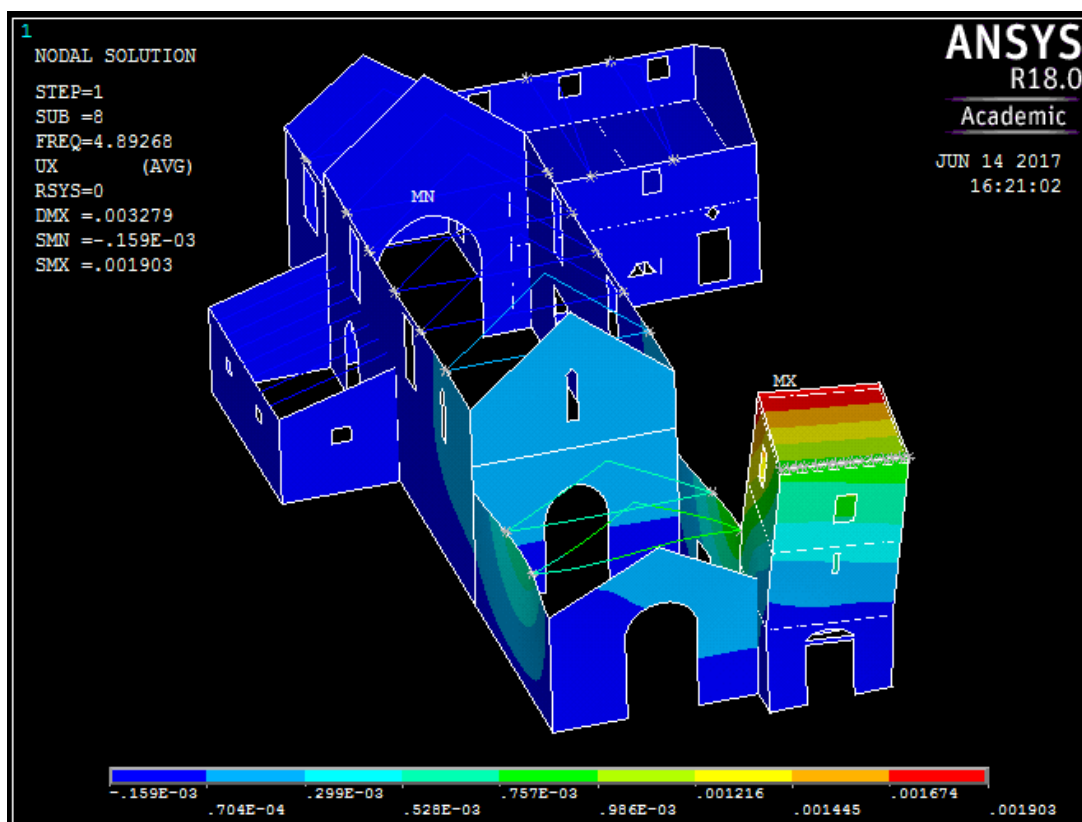


Figura 68 - Modo vibração numérico 2, vista em perspectiva. Animação modal no pico máximo da deformada.

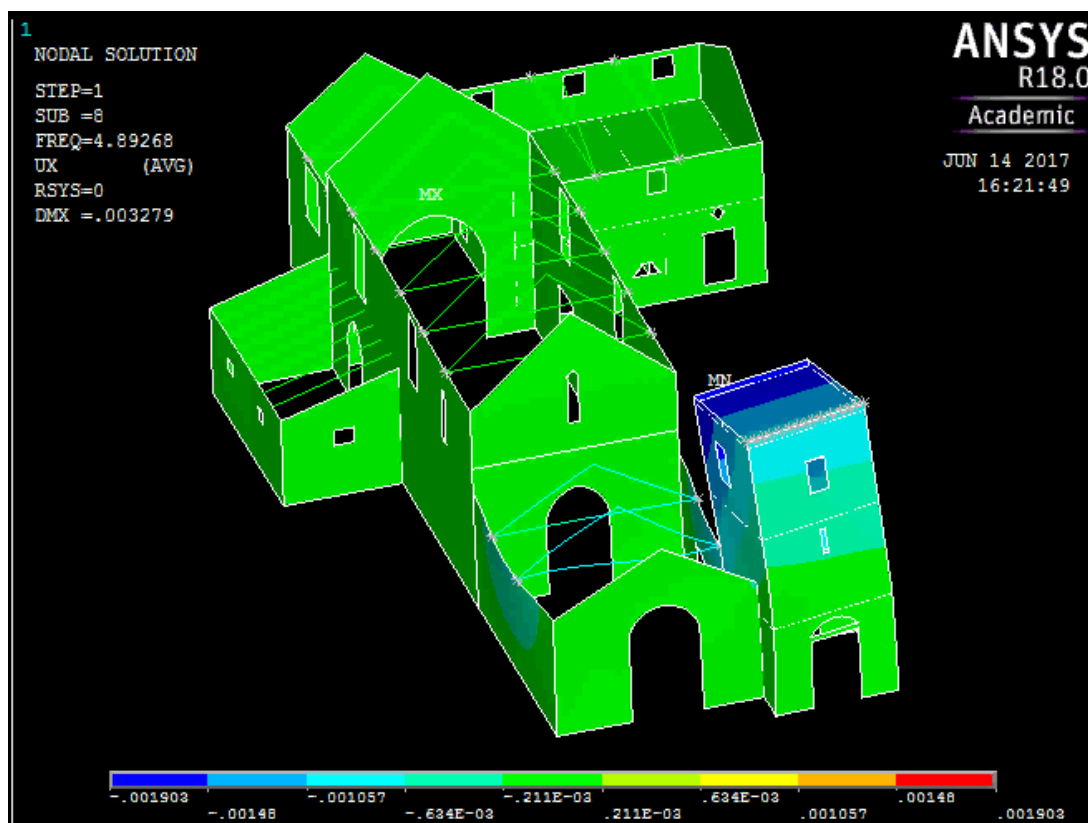


Figura 69 - Modo vibração numérico 2, vista em perspectiva, no pico da animação modal oposto ao anterior.

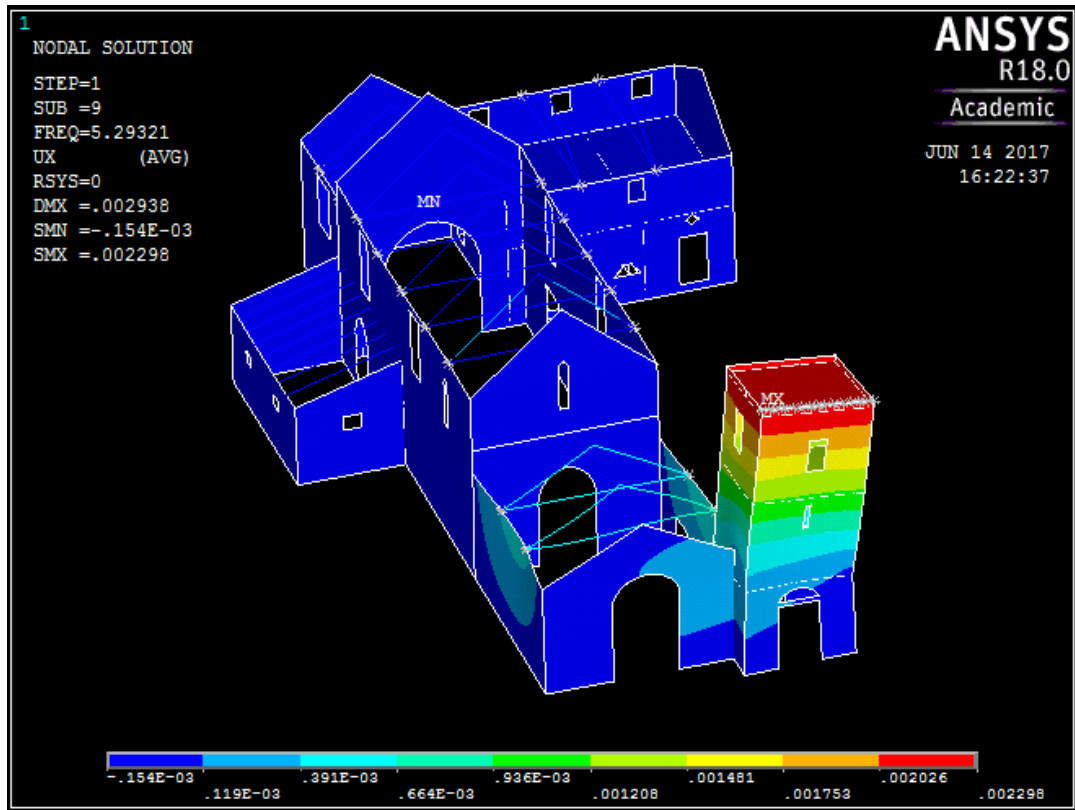


Figura 70 - Modo vibração numérico 3, vista em perspetiva. Animação modal no pico máximo da deformada.

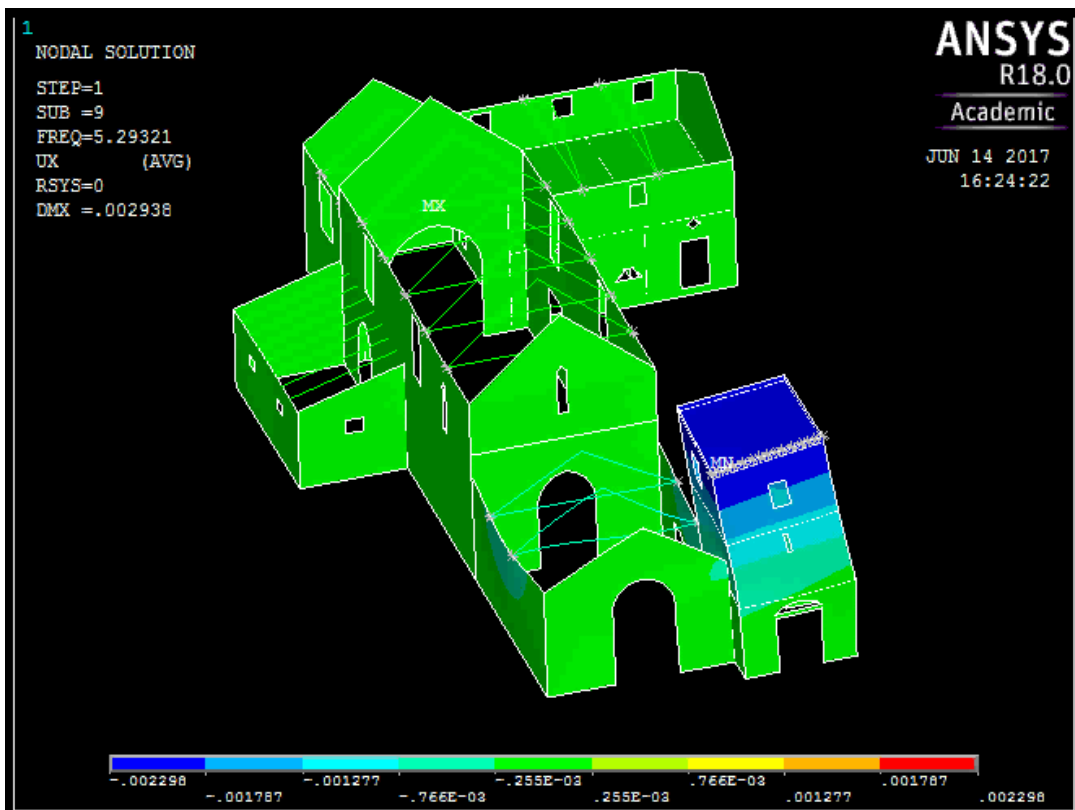


Figura 71 - Modo vibração numérico 3, vista em perspetiva no pico da animação modal oposto ao anterior.



Figura 72 - Modo de vibração numérico 4, visto em perspetiva.

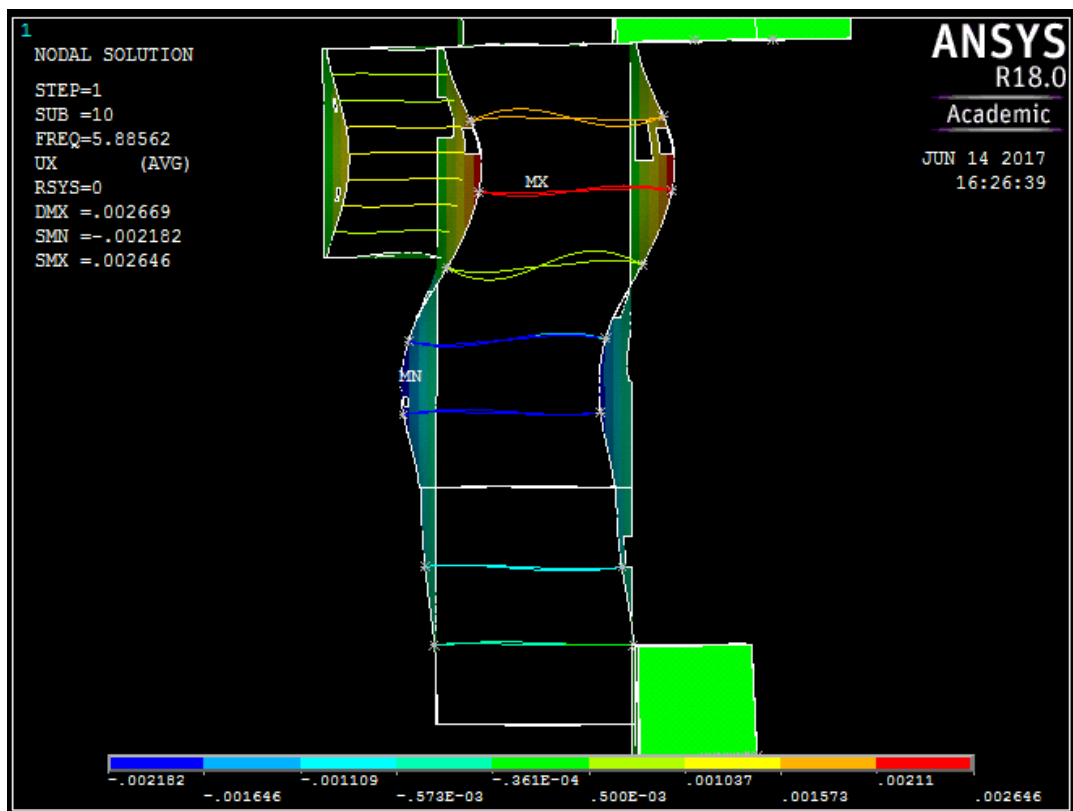


Figura 73 - Modo de vibração numérico 4, visto em planta

Na Tabela 8 demonstram-se os valores finais dos parâmetros mecânicos materiais considerados no modelo, bem como a zona da estrutura em que foram aplicados.

Tabela 8 - Parâmetros materiais finais atribuídos no modelo numérico.

ID do material no modelo numérico	Material	Zona na estrutura	Peso volúmico (ρ) kg/m ³	Coefficiente de Poisson (ν)	Módulo de Elasticidade (E) GPa
1	Alvenaria de pedra	Global exceto nos locais individualizados	2400	0.3	2
2	Madeira	Asnas, tirantes	650	0.37	10
3	Betão (C16/20)	Piso sacristia, pavimento torre	2400	0.2	29
4	Alvenaria de pedra	Parede Norte nave	2400	0.3	0.9
5	Aço	Tirantes nave	7860	0.3	210
6	Alvenaria de pedra	Torre	2400	0.3	1
7	Alvenaria de pedra	Parede Sul nave	2400	0.3	1.2
8	Alvenaria de pedra	Metade inferior portal nave	2400	0.3	2
9	Alvenaria de pedra	Metade superior portal nave	2400	0.3	2
10	Alvenaria de pedra	Nartex/Galilé	2400	0.3	1.5
11	Alvenaria de pedra	Anexo á nave	2400	0.3	1.2

Devido à boa correlação entre o comportamento modal experimental e o teórico obtido numericamente, o modelo numérico atualizado demonstra a capacidade interessante para fornecer previsões numéricas confiáveis, sob as condições de carga, na avaliação da segurança estrutural, nomeadamente sob ação sísmica.

De forma a realizar um estudo mais aprofundado, e com mais detalhe na calibração, este processo deveria envolver um índice escalar designado *MAC* (“Modal Assurance Criterion”), um parâmetro que mede a correlação entre duas configurações modais (Allemang e Brown, 1982), assumindo valores entre zero e um, significando o valor unitário que os modos são coincidentes ou diferem apenas no fator de escala (Magalhães, 2004).

7

CONCLUSÕES E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

7.1. CONSIDERAÇÕES FINAIS

O trabalho desenvolvido no âmbito desta dissertação teve como objetivo, a avaliação do estado atual de conservação da Igreja de Mancelos, uma construção histórica em alvenaria de pedra, estudando-a ao nível da caracterização mecânica dos materiais e relativamente ao seu comportamento dinâmico. Pretendeu-se também com este trabalho apresentar diversas metodologias de avaliação de estruturas que permitem aprofundar o conhecimento da alvenaria de pedra, de forma a realizar uma análise credível e segura neste tipo de edificado.

Uma vez que estão programadas intervenções de reabilitação e reparação, é de elevado interesse realizar esta análise de modo a prever e identificar possíveis zonas na estrutura suscetíveis a elevados esforços, podendo desta forma ainda as considerar nas intervenções de reabilitação. Também é de grande proveito posteriormente efetuar uma comparação após realizadas todas as intervenções.

Para atingir esses objetivos, a definição das propriedades mecânicas dos materiais, a implementação de leis constitutivas para materiais em degradação, além de métodos de análise de estruturas danificadas são desta forma necessárias para conhecer e determinar a integridade estrutural do edifício. Desse modo, numa primeira parte, realizaram-se em diferentes zonas da estrutura diversos ensaios não destrutivos de caracterização mecânica, nomeadamente ensaios sónicos e ensaios de georadar, e numa segunda parte executaram-se ensaios dinâmicos de vibração ambiental, acompanhado da execução de um modelo numérico tridimensional de elementos de casca, considerando no modelo a alvenaria de pedra como um material homogéneo e de comportamento elástico linear, visando este a simulação do comportamento dinâmico da estrutura em estudo.

Os ensaios não destrutivos, particularmente os ensaios sónicos, demonstraram ser uma técnica bastante simples e útil que permite não só estimar, através de correlações das velocidades de ondas elásticas inerentes, um módulo de elasticidade ponderado, como também determinar a uniformidade dos materiais, detetando a presença de espaços vazios e a existência de fendas.

Os ensaios de georadar, apesar da dificuldade associada à leitura e análise dos radargramas, possibilitaram a inspeção interna de algumas paredes que compõem a estrutura, demarcando a característica de dupla folha que as constitui bem como a provável presença de diferentes compostos e espaços vazios que as constituem. Também com este método, embora não se tenha descoberto, poderia atender-se à identificação de elementos que fizessem ligação entre os panos da parede, como travadouros, ou elementos metálicos de reforço.

Com o objetivo de estudar o comportamento dinâmico da estrutura, foi necessário realizar uma série de ensaios dinâmicos de vibração ambiental, isto devido a problemas relacionados com o equipamento e problemas no processamento e obtenção de resultados aceitáveis. No entanto ultrapassados estes problemas, foram identificados quatro principais modos de vibração na gama de frequências 0-8 Hz, demonstrando o primeiro modo, de forma clara, movimentos isolados para fora do plano das paredes da nave, e o segundo modo, movimentos isolados da torre na mesma direção transversal com uma pequena componente na direção longitudinal. O terceiro e quarto modos, dizem respeito a movimentos de segunda ordem das paredes da nave, combinado com movimentos de translação nas duas direções da torre, ocorrendo ligeiros movimentos de torção.

Com base nos resultados obtidos, nomeadamente os valores das frequências próprias e as deformadas modais, foi calibrado o modelo numérico de elementos finitos previamente concebido, tendo como objetivo aproximar as frequências e deformadas modais obtidas numericamente, das obtidas por via experimental. A conclusão deste processo terminou com bons resultados, tendo-se reproduzido numericamente quase todos os modos identificados experimentalmente, com aproximações em frequência e deformada modal notáveis.

Concluindo, foi possível com este trabalho constatar a aplicação prática das metodologias de análise experimental de estruturas anteriormente descritas, possibilitando o contacto direto com os resultados experimentais obtidos, tendo sido também averiguado a capacidade, e a aplicabilidade, que um modelo numérico, com base numa análise linear, tem de efetuar uma análise do comportamento dinâmico de uma estrutura de alvenaria de pedra.

7.2. DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

Na presente dissertação foram abordadas diferentes metodologias de análise estrutural para estruturas de alvenaria de pedra, nomeadamente ensaios experimentais de caracterização material, ensaios dinâmicos e modelação numérica.

Dada a limitação relativa ao número e tipo de ensaios possíveis de realizar, face ao tempo que havia disponível para a realização desta dissertação, seria relevante comparar os resultados obtidos com a realização de outros ensaios, como por exemplo ensaios com macacos planos.

Com o intuito de complementar o trabalho realizado, uma vez que não foi atingido o objetivo de analisar a estrutura em estudo face a uma ação do tipo sísmica, sugere-se a realização de simulações numéricas com acelerogramas representantes de um sismo tipo, e a realização de estudos paramétricos, avaliando o seu comportamento e identificando possíveis zonas com debilidades face á ação dinâmica.

BIBLIOGRAFIA

- Aguiar, J; Cabrita, AM; Appleton, J (2002) - Guião de Apoio à Reabilitação de Habitação. LNEC, Lisboa.
- Almeida, C.; Análise do Comportamento da Igreja do Mosteiro da Serra do Pilar sob Acções Sísmicas. Tese de Mestrado, FEUP 2000.
- ANSYS® Academic Research, Release 18.0, Help System, ANSYS Inc.
- Arêde, A., Costa, A.; Moreira, D.; Neves, N. – “Análise e Reforço Sísmico de Igrejas da Ilha do Pico”, in Sismo 1998 – Açores – Uma Década Depois; Eds. C. Sousa Oliveira, Aníbal Costa, João C. Nunes, ISBN: 978-989-20-1223-4, Cap. 47, pp 625-646, Julho 2008.
- ARTEMIS. - ARTEMIS Extractor Pro - Academic License. User's Manual. Aalborg, Denmark: Structural Vibration Solutions ApS, 2009.
- Aoki, T., Sabia, D., Rivella, D. (2008). "Influence of experimental data and FE model on updating results of a brick chimney." *Advances in Engineering Software*, 39(4), 327–335.
- Ballarin, Adriano Wagner ; Nogueira, Marcelo (2003) - Caracterização elástica da madeira de eucalyptus citriodora. *Cerne*. 9:1.
- Barroca, Mário - Epigrafia medieval portuguesa: 862-1422. Lisboa: Fundação Calouste Gulbenkian, 2000.
- Binda, L; Saisi, A (2001) - Non destructive testing applied to historic buildings: The case of some Sicilian Churches.
- Binda, L.; Saisi, A.; Tiraboschi, C. (2001) - Application of sonic tests to the diagnosis of damaged and repaired structures. *NDT & E International*. 34:2. 123-138.
- Binda, Luigia; Lenzi, Giuseppe; Saisi, Antonella (1998) - NDE of masonry structures: use of radar tests for the characterisation of stone masonries. *NDT & E International*. 31:6. 411-419.
- Botelho, Maria Leonor; Resende, Nuno – Mosteiro de São Martinho de Mancelos: Amarante. In ROSAS, Lúcia, coord. cient. – Rota do Românico. Lousada: Centro de Estudos do Românico e do Território, 2014. Vol. 1, p. 349-376.
- Caetano, Elsa de Sá (1992) - Identificação experimental de parâmetros dinâmicos em sistemas estruturais. Porto: [s. n.].
- Carino, Nicholas J (2001) - The impact-echo method: an overview. In *Structures 2001: A Structural Engineering Odyssey*. p. 1-18.
- Costa, C.; Análise do Comportamento da Ponte da Lagoncinha sob do Tráfego Rodoviário. Tese de Mestrado, FEUP 2002.
- Cruz, Paulo J. S.; Topczewski, Lukasz; Fernandes, Francisco Manuel Carvalho Pinto; Lourenço, Paulo B. (2006) - Utilização do radar de prospecção geotécnica na localização das bainhas de pré-esforço nas pontes da Barra e Lanheses.
- Cunha, Álvaro Alberto de Matos Ferreira da (1990) - Dinâmica estrutural estocástica aplicações à engenharia sísmica. Porto: [s. n.].
- Farinha, JS (1992) - Brazão; Reis, A. Correia dos – Tabelas técnicas, edição POB, Setúbal.

- Farrar, Charles R; Duffey, T; Cornwell, Phillip J; Doebling, Scott W (1999) - Excitation methods for bridge structures. 1999. Citeseer.
- Ferreira, Cristiana Maria da Fonseca (2003) - Implementação e aplicação de transdutores piezoeléctricos na determinação de velocidades de ondas sísmicas em provetes Avaliação da qualidade de amostragem em solos residuais. Porto: FEUP.
- Fontul, Simona (2004) - Structural evaluation of flexible pavements using non-destructive tests.
- Furtado, André; Rodrigues, Hugo; Arêde, António; Varum, Humberto (2017) - Modal identification of infill masonry walls with different characteristics. *Engineering Structures*. 145: 118-134.
- Gentile, C.; Saisi, A. (2007) - Ambient vibration testing of historic masonry towers for structural identification and damage assessment. *Construction and Building Materials*. 21:6. 1311-1321.
- IC-FEUP, Relatório de Inspeção Estrutural - Igreja de São Martinho de Mancelos, Maio de 2012.
- IC-FEUP, Recomendações Técnicas de Medidas de Consolidação e Reabilitação Estrutural - Igreja de São Martinho de Mancelos, Outubro de 2016.
- Keller, Joseph B. (1987) - Effective conductivity of periodic composites composed of two very unequal conductors. *Journal of Mathematical Physics*. 28:10. 2516-2520.
- Lopes, Valter Alexandre Machado (2009) - Identificação mecânica e avaliação do comportamento sísmico de chaminés em alvenaria. Porto: [s. n.].
- Lourenço, Paulo B (1996) - Computational strategies for masonry structures.
- Lourenço, Paulo B; Oliveira, Daniel V (2004) - Recomendações para a análise, conservação e restauro estrutural do património arquitectónico. Universidade do Minho. Departamento de Engenharia Civil.
- Lourenço, Paulo B. (2002) - Computations on historic masonry structures. *Progress in Structural Engineering and Materials*. 4:3. 301-319.
- Lourenço, Paulo B.; Zucchini, Alberto; Milani, G.; Tralli, A. (2006) - Homogenisation approaches for structural analysis of masonry buildings.
- Magalhães, Filipe Manuel Rodrigues Leite de (2004) - Identificação modal estocástica para validação experimental de modelos numéricos. Porto: [s.n.].
- Maia, Inês da Silva (2016) - Caracterização de Alvenaria de Granito com Recurso a Ensaios de Propagação Sónica e de Macacos Planos. Porto: Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto. 88 p.
- Manning, Elizabeth Campbell; Ramos, Luís F.; Fernandes, Francisco Manuel Carvalho Pinto (2014) - Direct sonic and ultrasonic wave velocity in masonry under compressive stress.
- Matos, Sara Raquel Portulez Ruiz (2016) - Caracterização de estruturas de alvenaria de pedra por recurso aos métodos do georadar, resistividade eléctrica e ensaios sónicos. Porto: Instituto Superior de Engenharia do Porto.
- Maxwell, James C (1996) - A dynamical theory of the electromagnetic field. Wipf and Stock Publishers. ISBN 1579100155.
- Mccann, DM; Forde, MC (2001) - Review of NDT methods in the assessment of concrete and masonry structures. *Ndt & E International*. 34:2. 71-84.

Miranda, JM; Luís, JF; Costa, Paula T; Santos, FM (2000) - Fundamentos de geofísica. Faculdade de Ciências da Universidade de Lisboa. 18-114.

Miranda, Luís Filipe Barbosa (2011) - Ensaios acústicos e de macacos planos em alvenarias resistentes. Porto: [s. n.].

Neves, Nuno Miguel dos Santos (2004) - Identificação dinâmica e análise do comportamento sísmico de um quarteirão localizado na cidade da Horta - Ilha do Faial. Porto: [s.n.].

Pallarés, F. J. (2003). "Contribución al análisis sísmico de chimeneas industriales de obra de fábrica mediante el método de los elementos finitos," Tesis Doctoral, Universidad Politécnica de Valencia, Valencia.

Rayleigh, L., 1885, On waves propagated along the plane surface of an elastic solid: Proc. Lond. Math. Soc., 17, 4.

Reis, Maria João Monteiro (2011) - Inspeção e proposta de reabilitação de um edifício de alvenaria de pedra. Porto: [s. n.].

Reynolds, J.M., 1997. An Introduction to Applied and Environmental Geophysics. John Wiley & Sons, New York, USA.

Rhinoceros 5.0, Version 5 SR12 64-bit Evaluation, Robert Mcneel & Associates.

Richart, F. E., Hall, J. R., and Woods, R. D. (1970). Vibrations of soils and foundations, Prentice-Hall, Englewood Cliffs, N.J.

Rodrigues, Jorge (2004) - Identificação modal estocástica Métodos de análise e aplicações em estruturas de engenharia civil. Porto: FEUP.

Roque, João C. Almendra (2002) - Reabilitação estrutural de paredes antigas de alvenaria.

Rots, J.G. 1991. Numerical simulation of cracking in structural masonry, Heron 36(2), p. 49-63.

Silva, Bruno Luís Quelhas da (2008) - Aplicação de um Modelo de Dano Contínuo na Modelação de Estruturas de Alvenaria de Pedra. Igreja de Gondar - Um Caso de Estudo. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.

Siviero, Enzo; Barbieri, Alessandra; Foraboschi, Paolo (1997) - Lettura strutturale delle costruzioni. Città studi. ISBN 8825171927.

Stratton, JA (1941) - Electromagnetic Theory, McGraw-Hill, New-York. London.

Varum, H.; Furtado, A.; Rodrigues, H.; Dias-Oliveira, J.; Vila Pouca, N.; Arêde, A. (2016) - Seismic performance of the infill masonry walls and ambient vibration tests after the Ghorka 2015, Nepal earthquake. Bulletin of Earthquake Engineering. 8:1.

Veneza, Carta de (1964) - Carta Internacional sobre conservação e restauração de monumentos e lugares. Revista do Patrimônio Histórico e Artístico Nacional. 19:5. 106-107.

http://www.rotadoromanico.com/SiteCollectionDocuments/Monumentos/Downloads/PT/Monografia/Mosteiro_Mancelos.pdf, visitado a 5/05/2017.

<http://www.culturanoorte.pt/pt/patrimonio/igreja-de-mancelos-e-adro/>, visitado a 5/05/2017.

<http://www.rotadoromanico.com/vPT/Monumentos/Monumentos/Paginas/MosteirodeSaoMartinhodeMancelos.aspx?galeria=Fotografias®iao=Amarante&monumento=Mosteiro%20de%20S%C3%A3o%20Martinho%20de%20Mancelos&categoria=&TabNumber=0&valor=/vPT/Monumentos/Monume>

<ntos/Paginas/MosteirodeSaoMartinhodeMancelos.aspx&guid={9C7B8DE7-7069-4C18-8C2B-64E78AB10176}#>, visitado a 5/05/2017.

<http://www.rotadoromanico.com/vPT/Monumentos/Monumentos/Paginas/MosteirodeSaoMartinhodeMancelos.aspx?galeria=Fotografias®iao=Amarante&monumento=Mosteiro%20de%20S%C3%A3o%20Martinho%20de%20Mancelos&categoria=&TabNumber=0&valor=/vPT/Monumentos/Monumentos/Paginas/MosteirodeSaoMartinhodeMancelos.aspx&guid={9C7B8DE7-7069-4C18-8C2B-64E78AB10176}>, Figura 19, 5/05/2017.

ANEXO A

- RESULTADOS ENSAIOS SÓNICOS

Zona 2

- Ensaio indireto

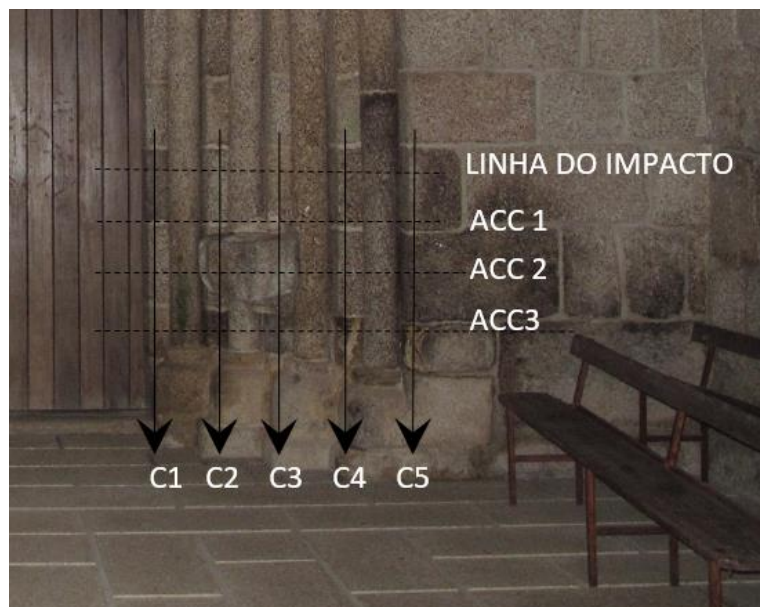


Figura A. 1 - Configuração de Ensaio indireto zona 2.

Tabela A. 1 – Resultados ensaio indireto, zona 2.

Col.	AC	t (s)	d (m)	V_{pm} (m/s)	E (GPa) P
1	1	0.00025	0.30	684.15	0.83
	2	0.00059	0.60		
	3	0.00112	0.90		
2	1	0.00035	0.30	1212.12	2.62
	2	0.00070	0.60		
	3	0.00084	0.90		
3	1	0.00019	0.30	596.62	0.63
	2	0.00079	0.60		
	3	0.00119	0.90		
4	1	0.00023	0.30	1430.27	3.65
	2	0.00052	0.60		
	3	0.00065	0.90		
5	1	0.00030	0.30	1232.45	2.71
	2	0.00050	0.60		
	3	0.00078	0.90		

- Ensaio Direto

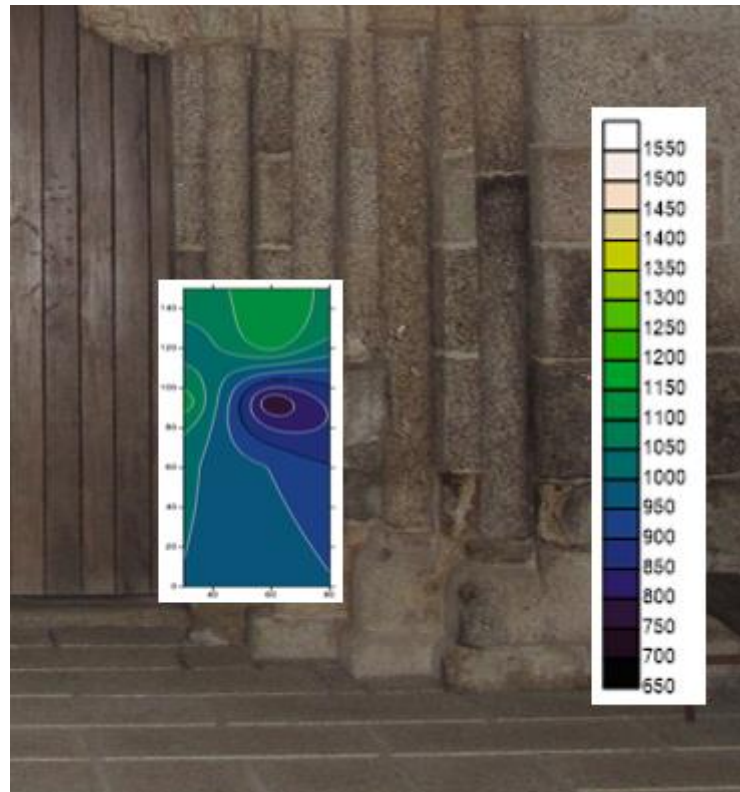


Figura A. 2 - Resultado ensaio direto, zona 2.

Zona 4

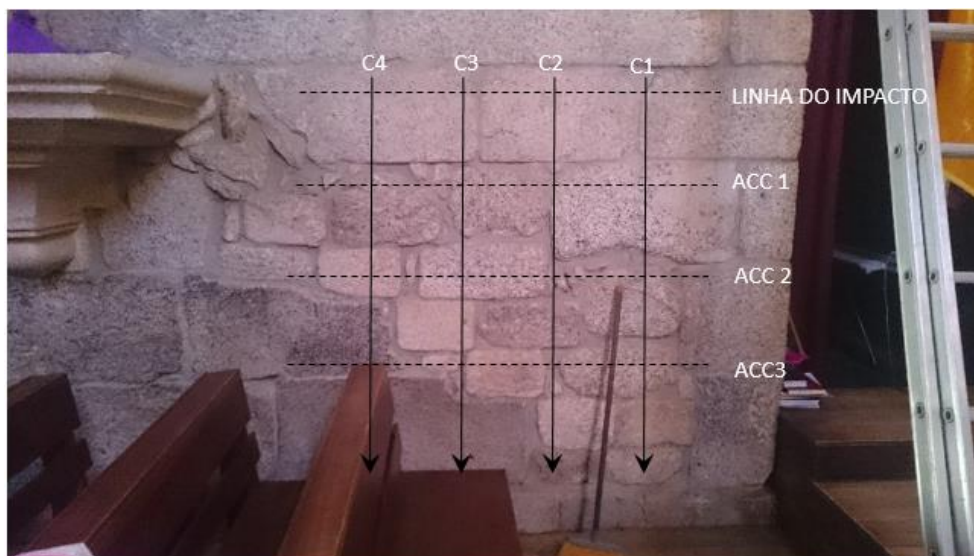


Figura A. 3 - Configuração de ensaio, zona 4.

Tabela A. 2 - Tabela resultados ensaio indireto, zona 4.

Col.	AC	t (s)	d (m)	V_{pm} (m/s)	E (GPa) P
1	1	0.00036	0.30	635.59	0.72
	2	0.00085	0.60		
	3	0.00130	0.90		
2	1	0.00025	0.30	511.95	0.47
	2	0.00067	0.60		
	3	0.00143	0.90		
3	1	0.00025	0.30	532.70	0.51
	2	0.00056	0.60		
	3	0.00138	0.90		
4	1	0.00019	0.30	534.52	0.51
	2	0.00042	0.60		
	3	0.00131	0.90		

Zona 6

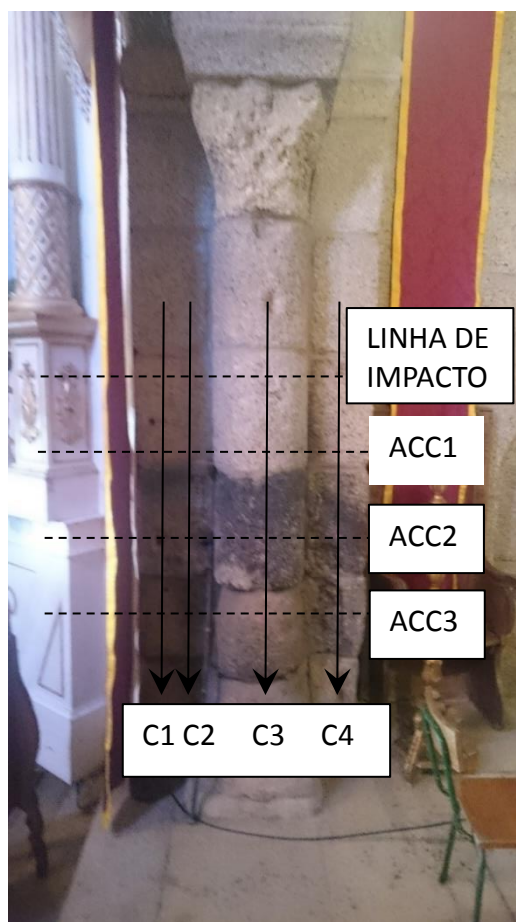


Figura A. 4 - Configuração de ensaio, zona 6

Tabela A. 3 - Resultados ensaio indireto, zona 6.

Col.	AC	t (s)	d (m)	V_{pm} (m/s)	E (GPa) P
1	1	0.00034	0.30	1651.38	4.86
	2	0.00051	0.60		
	3	0.00070	0.90		
2	1	0.00025	0.30	1014.66	1.84
	2	0.00052	0.60		
	3	0.00084	0.90		
3	1	0.00048	0.30	872.94	1.36
	2	0.00082	0.60		
	3	0.00116	0.90		
4	1	0.00044	0.30	1178.78	2.48
	2	0.00060	0.60		
	3	0.00095	0.90		

Zona 7



Figura A. 5 - Configuração ensaio indireto, zona 7.

Tabela A. 4 - Resultados ensaio indireto, zona 7.

Col.	AC	t (s)	d (m)	V _{Rm} (m/s)	V _{Pm} (m/s)	E (GPa) R	E (GPa) P	V _R /V _P
1	1	0.00037	0.30	721	1950	3.8	6.8	0.37
	2	0.00057	0.60					
	3	0.00067	0.90					
2	1	0.00034	0.30	706	1514	3.6	4.1	0.47
	2	0.00056	0.60					
	3	0.00074	0.90					
3	1	0.00025	0.30	1293	1279	12.1	2.9	1.01
	2	0.00050	0.60					
	3	0.00072	0.90					
4	1	0.00048	0.30	526	752	2.0	1.0	0.7
	2	0.00072	0.60					
	3	0.00128	0.90					
5	1	0.00029	0.30	1113	1215	9.0	2.6	0.92
	2	0.00058	0.60					
	3	0.00079	0.90					
6	1	0.00031	0.30	1176	1277	10.0	2.9	0.92
	2	0.00056	0.60					
	3	0.00078	0.90					
7	1	0.00020	0.30	647	1344	3.0	3.2	0.48
	2	0.00040	0.60					
	3	0.00064	0.90					